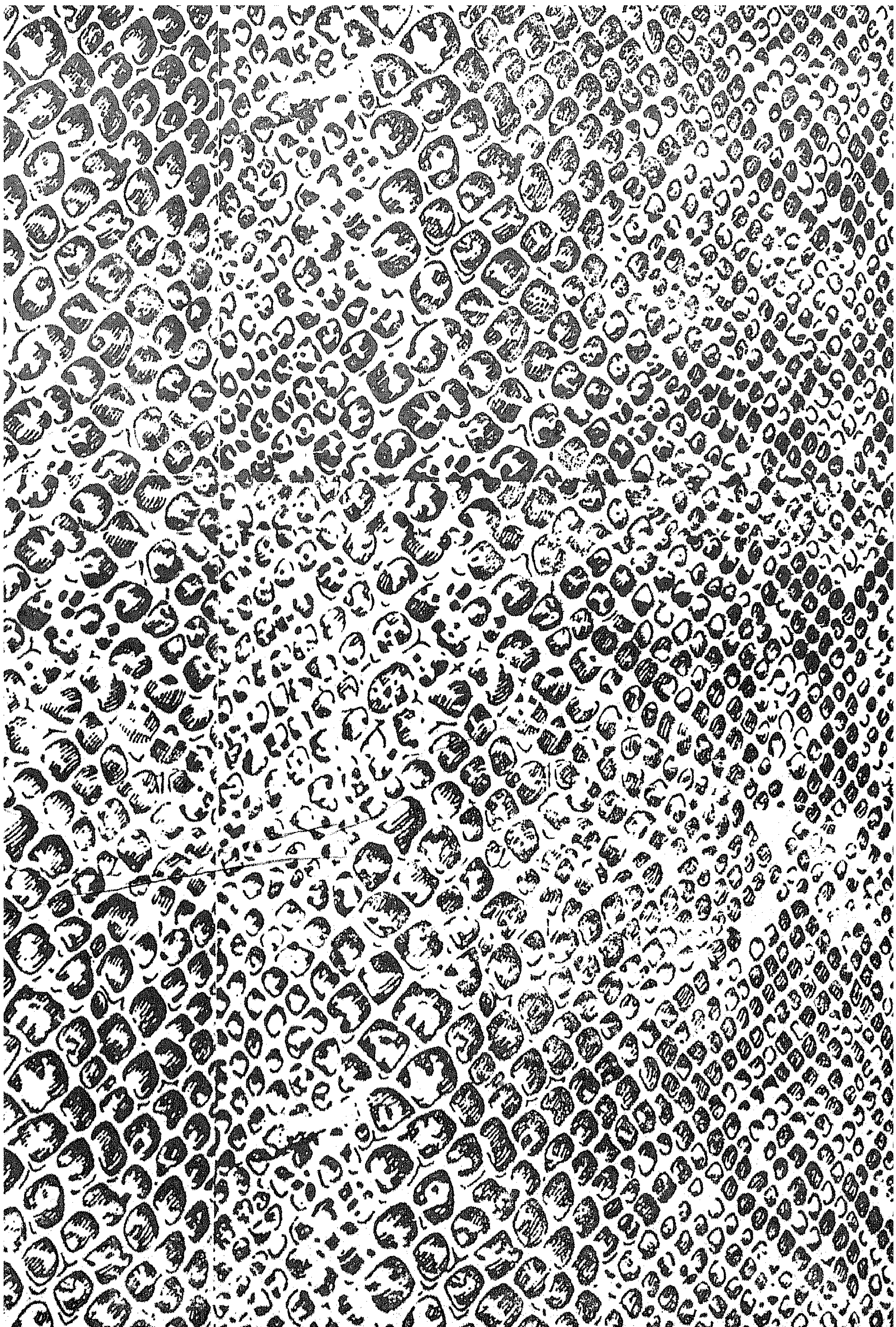
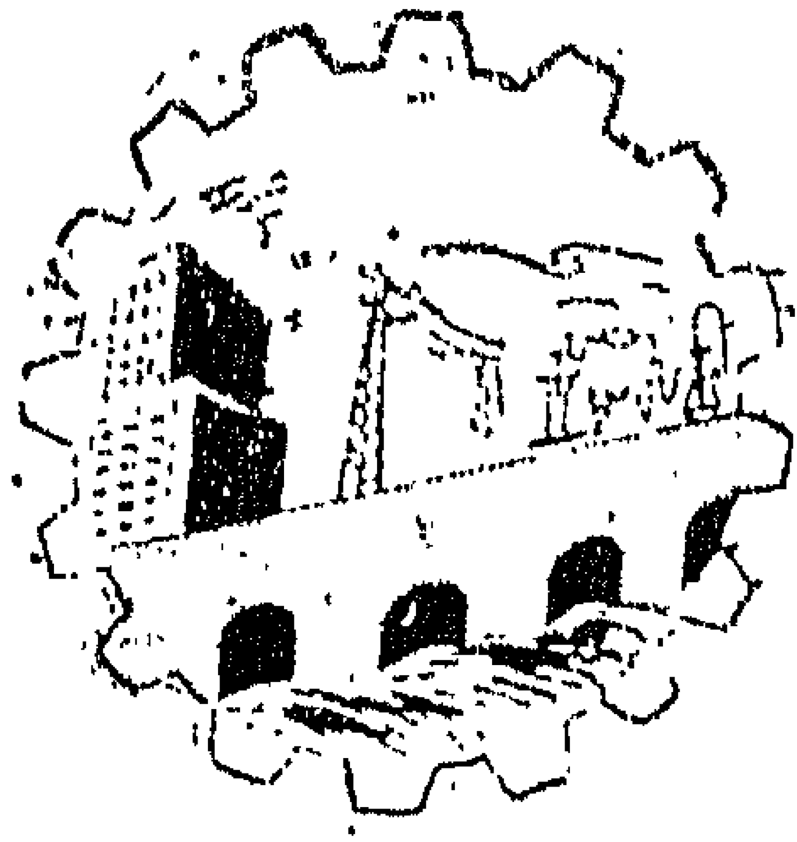


ESEN-CPS-BK-0000001084-ESE

00471178



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

العدد الأول المجلد الرابع يناير ـ فبراير ـ مارس ١٩٦٥

مجلة

جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور

جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة الرابعة | العدد الأول | يناير ـ فبراير ـ مارس ١٩٦٥

محتويات هذا العدد

القسم العربى

القسم الانجليزى

بيانات :

مقر المجلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الاشتراكات :

- جميع أعضاء جمعية المهندسين بالقاهرة مشتركون فى المجلة بحكم عضويتهم

الاشتراك السنوى :

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضاء :	٦٠ ص	٢٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية أو أى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

الإعلانات :

مؤسسة مصر للطباعة والإعلان والنشر

١٤ شارع زكى بالتوفيقية - القاهرة تليفون ٥١٦٠١

لجنة التحرير

نحو قياس صحى بكترولوجى لمياه الشرب وحمامات وشواطىء الاستحمام

للدكتور المهندس رؤوف سلامة موسى

تمس الحاجة فى كل قطر متمدن الى تأمين المياه التى يستهلكها أفراده والى ضرورة مطابقتها لاشتراطات طبية وبيولوجية وكيميائية خاصة . وتسرى هذه الاشتراطات على مياه الشرب مثلما تسرى على المياه التى تروى وتغسل بها الفواكه والخضروات ، وكذا الآنيـة المستعملة فى حفظ اللبن وغيره من الاغذية . وتسرى هذه الاشتراطات أيضا على المياه المستعملة فى صناعة الثلج والمياه الغـازية ، وفى فحص حمـامات وشواطىء الاستحمام ، وما يصاد من مياه البحر من قواقع بحرية وأسـماك تؤكل نيئة دون انضـاج . ويسترشد بهذه الاشتراطات ايضا فى الفحوص البكتـريولوجية للبن وعصـارات الفـواكه والخضروات .

ويشترط أن تتم الفحوص البكتريولوجيـة قبـل الاستهلاك الفعلى للمياه . اذ هى رغم سهولتها كفيلة بتوقى أى خطر أو عدوى ، ولكنها تصبح قليلة الجدوى ، عظيمة التكاليف ، حين يراد منها أن تحدد او تتابع مصدر ما قد ينتج عن التهاون فى أجرائها من اصابات ميكروبيـة أو أوبئة . ومن الضرورى أن تستمر الفحوص البكتريولوجية طوال عام كامل لكل مصدر مائى ، تحت ظروف مختلفـة من درجات الحـرارة والرطوبة ، وتحت مؤثرات قد تتغير من العواصف والرياح والأمطار . وتضطرد زيادة هذه الفحوص مع زيادة عدد المنتفعين بالمصـدر المائى . وهى لا تقل عن عينة واحدة شـهريا اذا لم يتجاوز عدد المنتفعين ألفا أو ألفين ، وترتفع الى مئات العينات اذا بلغ عددهم مليونا أو أكثر . ويكون الفحص البكتريولوجى بمثابة الدليل المباشر على وجود التلوث . اذ باستطاعتنا أن نكتشف عن طريقة اى تلوث برازى (اى ميكروبى خطر) فى المياه مهما تضاءلت نسبته فيها . اذ ان أعداد ميكروبات القولون Coliform organisms عن مليون ميكروب فى كل ١ ملم من مياه المجارى كما قد تصـل أعداد الميـكروبات السبحية Faccal streptococci الى مثل هذا العدد .

ولهذا فمن السهل اكتشاف بعضها ، ومتـابعة التلوث ، وتحديد مصدره ، وربما نوعه ، انسانيا كان او حيوانيا أو نباتيا .

ولكننا للاسف نميل أحيانا الى التهوين من شـأن الفحوص البكتريولوجية ، والى الاعتماد على غيرها من الفحوص غير المبـاشرة ، والى الاطمئنان الى كفاية غاز الكلور فى القضاء على ما قد يوجد بمياه الشرب من ميكروبات . وأكثر محطات المياه ، حتى محطات المدن الكبرى ببلادنا تخلو نتيجة هذا الاعتقاد من بكتريولوجى مؤهل مسئول . وقد يكتفى بالكيميائى أو يعتمد على مساعد أو عامل فنى فى محاولة لسـد هـذا النقص . وليس أدل على قصـورنا فى هـذه النواحى من مقارنة حالتنا هذه ، وجهازنا الصحى البكتريولوجى ، وافتقارنا الى قياس عربى نقوم على أساسه نتائج فحوصنا (متجاوزين فى هذا القول عن المواصـفات القياسية المصرية (١)) باكتمال هذه النواحى فى جميع الدول الاوربيـة والامريكية . وباستعداد الاجهزة المثيلة هنـاك لتحمل مسـئولياتها فى الفحص والتفسـير والتوجيه . وبوجود قياسات يعتد بها ، مثـل

القياس المستخدم فى انجلترا (٢) والقياس المستخدم فى الولايات المتحدة الامريكية (٣) والقياسات التى أوصت بها لجان هيئة الصحة العالمية بالنسبة للدول الأوربية (٤) وبالنسبة لبقية دول العالم (٥) .

دور المياه فى نقل الامراض

تلعب المياه دورا أساسيا فى نقل عديد من أمراض الانسان والحيوان . فميكروبات الكوليرا Vibrio cholera مثلا تتركز حول مصادر المياه ، ويحدد عدواها ودرجة انتشارها مجرى هذه المياه وعدوى الاهلين المباشرة منها . ولميكروب الكوليرا قدرة بالغة على البقاء والتكاثر فى مياه الانهار والآبار ، فشل معها الى الآن استئصاله من مناطق عديدة فى شمال القارة الهندية . وفى هولندا تاريخ طويل من الاصابة باليرقان Jaundice والحمى الراجعة Weil's disease بسببه عادات الهولنديين القديمةعلى الاستحمام فى مياه الترع الملوثة بهذين الميكروبين .

وقد أحاط الانسان ، منذ بداية حضاراته ، بالدور الذى تلعبه مياه الشرب فى نقل الامراض المعدية ، واتخذ من الوسائل والاحتياطات ماظنه كفيلا بحماية مصادر مياهه من أن تتلوث بفضلاته فأوصى سقراط (٤٠٠ ق م) بغلى المياه أو ترشيحها قبل شربها . ولجأ قدماء المصريين ، قبل سقراط ، الى وسائل عديدة ، ومركبة ، فى التخلص من فضلاتهم وضمان عدم تلويثها لمياه الشرب . ووجد فى أحد قصور أبى صير (٢٧٠٠ ق م) ٤٠٠ متر من أنابيب النحاس المطروقة التى استخدمت فى نقل فضلات القصر الى سهل قريب منه . ولكن تجميع مياه الشرب وتخزينها وترشيحها ، ثم معالجتها ، بدأت عند الرومان ، الذين شقوا قبيل بداية التاريخ الميلادى ٤ قنوات لمد مدينة روما بالمياه ، وقناة ضخمة وحيدة لنقل فضلاتها الى خارجها

وهناك عديد من الأمراض البكتيرية والفيروسية التى تصيب الجهاز الهضمى للانسان والحيوان ، وتفرز بالبراز . وقد تعاود الاصابة أو تتسبب فى وباء اذا ما لوثت مصادر المياه . وليس أدل على تعدد هذه الامراض من أن ما عرف بامكان تلويثه لمصادر المياه ، من فيروسات الجهاز الهضمى ، خلال السنوات العشر الماضية ، يزيد على ٧٠ نوعا من أنواع الفيروسات . ولكن أهم الامراض البكتيرية مما ينتقل عن طريق المياه نقلا مباشرا هو الأمراض التيفوئيدية والباراتيفوئيدية
Typhoid - Paratyphoid
والدوسنتاريا البكتيرية Bacterial dysentery
والكوليرا Cholera والسل بأنواعه TB ،
والحمى المتموجة Brucellosis وال Tulaeremia.

وأهم أنواع الفيروسات المعوية : شلل الاطفال Poliomyelitis وال Coxsakie وال ECHO (Enteric cyropathogenic human orphan) ، وال Adeno
وفيروس التهاب الكبد المعدى
Infectious heparitis.
واهم فيروسات الجهاز التنفسى مما يمكن أيضا أن يلوث مصادر المياه : الانفلونزا Influenza
والبرد Common Cold ، وال
SGV (Salivary gland virus)
والتهاب الغدة النكفية Mumps.

وقد يؤدى التلوث كذلك الى الاصابة بعديد من الطفيليات والديدان وبيضها .

من بديهيات البكتريولوجيا الصحية

من بديهيات البكتريولوجيا الصحية أن علاج مياه المجارى لا يقضى تماما على كل ما بها من أعداد وانواع الميكروبات ، وان كان العلاج الناجح قد يقضى على أكثر هذه الاعداد . ولذا فمن أول واجبات المهندس الصحى أن يحول دون وصول مياه المجارى ، معالجة او غير معالجة الى مصادر مياه الشرب . كما يجب الا تستعمل مياه المجارى فى رى أو غسل الخضروات أو الفاكهة مما يؤكل نيئا ، اذ أن الرى أو الفسل يلوثها بعديد من الميكروبات المعدية والخطرة . ويجب الا تستخدم نواتج المجارى فى تسميد أرض زراعية قبل انقضاء ١٢ شهرا على تجفيفها

وتعريضها للشمس والهواء ، وهى المدة الكافية لقتل الميكروبات تحت هذه الظروف (٦) .

٢ ــ ومن بديهيات البكتريولوجيا الصحية ايضا ان الميكروبات المتحوصلة ، وميكروبات السل ، وأكثر الفيروسات ، شديدة المقاومة لعمليات علاج المجارى ، قليلة التأثر بغاز الكلور . فاننا نحتاج الى ٠٫٠٤ الى ٠٫٠٥ جزء من المليون من الكلور السائب (عند درجة حرارة ٢٠ الى ٢٥ م ومعامل درجة تركيز ايون الايدروجين ٧ الى ٧٫٦) لقتل معظم أنواع البكتريا . والاستعمال المتبع للكلور (٠٫٢ لمدة ١٠ دقائق أيون ٧) يقتل الميكروبات البكتيرية ، ولكنه لا يقضى تماما على الميكروبات المتحوصلة وميكروبات السل واكثر الفيروسات . وفيروسات الكوساكى تحتاج الى أكثر من ٥٠ ضعف لما تحتاج اليه المكروبات العادية ، والمكروبات المتحوصلة تحتاج الى أكثر من ١٠٠٠ ضعف (٧) . ولذا تحتاج مصحات السل الى عمليات مجارى خاصة بها لضمان القضاء على هذا الميكروب . وأفضل الوسائل الحالية هى الحرارة . وان كان الاتجاه الآن هو الى التخلص من فضلات المستشفيات أولا بأول بتطيرها فى حجرات العمليات والعنابر ثم التخلص منها بعد ذلك مع الفضلات الأخرى .

٣ ــ من الواضح أن القياسات البكتريولوجية المستعملة قد لا تكفى لتأكيد نجاح عمليات المعالجة او ضمان خلو المياه من بعض أنواع الفيروسات أو ميكروبات السل أو الجراثيم المتحوصلة . وقد تأكدت هذه النتيجة من حدوث بعض اصابات ، أو أوبئة محددة الانتشار عند تسرب فيروس شلل الاطفال الى مياه الشرب فى بعض مناطق أمريكا وكندا ، وتسرب فيروس التهاب الكبد المعدى من مياه تثبت صلاحيتها بالهند ، ومن انتشار أوبئة عديدة من فيروس الـ Adeno عن طريق حمامات السباحة .

٤ ــ من بديهيات البكتريولوجيا الصحية ايضا أنه كلما قل عدد المنتفعين بالمصدر المائى كلما زاد الاهتمام بالمعاينة الصحية . وقد يكتفى بالمعاينة ، دون اختبار بكتريولوجى ، اذا لم يزد عدد المنتفعين ، كما يحدث فى الآبار ، عن آحاد قليلة . فاذا بلغ العدد مليونا أو أكثر ارتفعت أعداد العينات الى نحو ٣٠٠ عينة شهريا لكل مليون منتفع . ومن الضرورى حينئذ أن تفحص أطراف الشبكات وخزانات البنايات الضخمة للتأكد من وصول المياه على حالة صالحة لكل منتفع . ويجب أن تمثل هذه العينات حقيقة المياه المطلوب فحصها ، وأن تتعدد عند اختلاف طبيعتها أو عند اختلاف أطوال أو أعماق المصدر المائى .

وواضح أن الاستغناء عن الفحص البكتريولوجى مع المياه الجوفية يتطلب درجة عالية من النقاوة لهذه المياه .

٥ ــ يراعى فى زجاجة اخذ العينة أن تكون من الزجاج الشفاف ذات فوهة ضيقة ، وسعة حوالى نصف لتر . ويجب ان تنظف الزجاجة جيدا ، ثم تجفف . وقد تغطى فوهتها بورق الكرفت قبل تعقيمها . وقد تخصص بعض الزجاجات المياه المعقمة بغاز الكلور . وذلك باضافة محلول ثيوسلفات الصوديوم الى الزجاجة بنسبة ٠٫٢ فى المائة قبل تجفيفها وتعقيمها . وتكفى هذه النسبة من ثيوسلفات الصوديوم لوقف تأثير الكلور ، حال أخذ العينة ، على ما قد يوجد بالمياه من ميكروبات .

٦ ــ لا تفتح الزجاجة المعقمة ، أو تقفل ، قبل تمرير فوهتها على النار . كما يجب أن يتخذ من الاحتياطات ، قبل أخذ العينة وبعدها ، ما يضمن عدم تلويث الزجاجة أو محتوياتها بالميكروبات الخارجية ــ ويجب أن يصحب أخذ العينة ، أو العينات ، استيفاء البيانات الضرورية : مكان وتاريخ أخذ العينة ، طبيعة المياه ودرجة الغرض من الفحص الخ الخ .

وتوضع العينة بعد أخذها فى صندوق خشبى محاط بالثلج المجروش ، وترسل الى المعمل لاجراء الفحص البكتريولوجى بأسرع وقت ممكن . ويجب ألا تتجاوز الفترة بين اخذ العينة وبداية فحصها بالمعمل ٦ ساعات ، وأن ينوه التقرير البكتريولوجى بأى زيادة طارئة على هذه المدة .

٧ ــ تعتمد الاختبارات البكتريولوجية لمياه الشرب على البحث عن مجموعات معينة من الميكروبات القولونية والسبحية غير المعدية تتخذ كدليل للتلوث . وتعيش هذه الميكروبات مع غيرها من الميكروبات المعوية المعدية فى امعاء الانسان والحيوان ، وتفرز معها فى البراز . وتتماشى أعدادها فى البراز أو مياه المجارى ، مع الكميات الملوثة منهما . ولا تنتشر المجموعتين انتشارا واسعا فى الطبيعة كما لا تتكاثر خارج أمعاء الانسان والحيوان .

ولما كانت أعداد هذه الميكروبات كبيرة بالنسبة للميكروبات المعدية فان اختفائها يؤخذ دليلا على اختفاء الميكروبات المعدية . كما قد يدل ظهورها على احتمال وجود ميكروبات معدية . ومع هذا نحتاج أحيانا الى البحث عن مجموعات معينة من الميكروبات المعدية . فنبحث عن ميكروب الكوليرا فى مياه بئر عند احتمال وجود وباء عنها . ونبحث عن ميكروبات السل لضمان التأكد من تشغيل محطة علاج لاحدى مصحات السل . وقد لا تغنى أى فريقة أخرى عن الكشف المباشر فى هاتين الحالتين وغيرهما ، عن هذين الميكروبين

الفحوص البكتريولوجية لمياه الشرب

نحتاج قبل أن نتحدث عن الاشتراطات الواجب توافرها فى مياه الشرب الى أن نأتى على أهم مكونات الفحص .

فبعد أن تمزج العينة البكتريولوجية مزجا تاما ، برج زجاجة العينة فى هزاز ميكانيكى أو باليد مدة لا تقل عن عشرة دقائق ، وبعد فتح العينة أمام اللهب والتخلص من حوالى ثلث محتوياتها ثم اعادة مزجها مدة مماثلة ، بعد هذا كله تبدأ عمليات الفحص باجراء العد الطبقى للبكتريا عند درجتى ٣٥ و ٢٢ Plate eount at 35° & 22°c . وهذا العد شديد الحساسية ، كما أن أعداده عرضة للاختلاف والتباين ، ولهذا يراعى دائما البدء به ، كما يراعى توحيد طرق الفحص والقياس ، وتوحيد المحاليل والبيئات البكتريولوجية ، للتقليل ما أمكن من أسباب الاختلاف . وكان الفحص البكتريولوجى يعتمد أساسا على هذا العد البكتيرى ، ويستعمل ثم استغنى عن هذه البيئة (لتأثير عديد من الميكروبات المحللة للجيلاتين عليها) وأستعيض محقلة الجيلاتين Nutrient gelatin بيئة للعد . ثم استغنى عن هذه البيئة (لتأثير عديد من الميكروبات المحللة للجيلاتين عليها) وأستعيض عنها بمحقلة الآجار المفدى Nutrient agar. وكان الاهتمام أولا باعداد الميكروبات النامية عند درجتى ٣٥ و ٢٢ م ، ثم انتقل الى نسبة الرقم الاول الى الثانى ومطابقة هذه النسبة لـ ١ الى ١٠ . ولكن القياس الامريكى ، ومعظم القياسات الاوربية والعالمية ، لم تعد تقيم كبير وزن لنتائج العد الطبقى ، وأقصى ما يفيد هذا العد الآن هو فى احالة مياه الشرب من حيث تفاوتها الى « نوع » أو « درجة » معينة ، أو فى متابعة عمليات التنقية أو العلاج فى محطات المياه والمجارى .

وأساس الفحص البكتريولوجى الآن هو الاختبار الاحتمالى للمجموعة القولونية Mosr probable number index of coliform organisms.

وربما كان هذا الاختبار هو أفضل قياس حاضر للتلوث . وتتألف المجموعة القولونية من ميكروبات هوائية ، أو اختيارية الهوائية ، عصوية الشكل ، عديمة التحوصل ، سالبة لصبغة الجرام . وهى تنمو على أبسط البيئات المعملية ، وفى وجود العصارة الصفراء . وهى تخمر (فى مجموعها) سكر اللبن مكونة حمض وغاز . وتتراوح أعداد هذه المجموعة بين ألف ومليون مرة أعداد ميكروبات التيفوئيد والدوسنتاريا . ولهذا فيؤخذ اختفائها كضمان على عدم وجود هذه الميكروبات ، كما يعتبر وجود أى عدد منها على احتمال وجود بعض الميكروبات المعدية .

وتستعمل شربة الماكونكى Mac Conkey broth أو شربة اللاكتوز Lactase broth بيئة مناسبة لعزل أفراد المجموعة القولونية ، ثم تحدد أعدادها الاحتمالية بالاستعانة بجداول معروفة . ويمكن تأكيد هذا الاختبار الاحتمالى للمجموعة القولونية بواسطة بيئات أخرى (شربة البريلنت جرين المضاف اليه الصفراء

Brilliant green bile broth

ومحقلة الاندو Endo medium ومحقلة الليفين Levine medium). كما يمكن متابعة هذا الاختبار ، فيما يسمى بالاختبار الكامل أو التفصيلي ، بعزل ميكروبات القولون وتحديد خواصها . وقد تفيد هذه المتابعة فى تفسير أو استجلاء بعض النتائج ، ولكن ما نجنيه من عيوبها لا يقل عما ننتفع به من فوائدها . فاننا نفقد ، عند عزل أنواع الميكروبات الغالبة ، والقادرة على النمو عند درجة ٣٥ م ، ميكروبات اخرى لا تلائمها هذه الدرجة أو تقل فى أعدادها عن هذه الغالبة . كما نغفل المغزى من وجود نسبة كبيرة من ميكروبات Citrobacter - Klebsiella فى براز الانسان والحيوان ونسبة أكبر منهما فى مياه المجارى . ولهذا ، فكثيرا ما يكتفى الآن بالاختبار الاحتمالى للمجموعة القولونية أو تأكيد هذا الاختبار بالبيئات الثلاث السابقة .

ويكاد الاختبار الاحتمالى لمجموعة الكرات السبحية Most probable number index of streptococci ان يتماثل فى جميع خطواته (وان اختلف فى بيئاته) مع الاختبار الاحتمالى للمجموعةالقولونية وتقوم شربة الجلوكوز ازيد Glucose azide broth مقام بيئتى الماكونكى واللاكتوز . كما يمكن تأكيد هذا الاختبار الاحتمالى باستعمال بيئة الاثيل فيوليت جلوكوز ازيد Ethyl violete glucose azide أو استكمال الفحص بدراسة كاملة لخواص الميكروبات المعزولة . وقد ينتهى الاختبار الكامل هنا بتصنيف هذه الميكروبات وتحديد أصول التلوث الانسانية أو الحيوانية أو النباتية .

وتتالف مجموعة ميكروبات الكرات السبحية Faecal streptococci من ميكروبات هوائية او اختيارية الهوائية : كروية الشكل ، عديمة التحوصل ، موجبة لصبغة الجرام . وغالبا ماتظهر كراتها متصلة على صورة سبح قصيرة . وهى تنمو كما تنمو الميكروبات القولونية ، على أبسط البيئات وفى وجود العصارة الصفراء . وتتحمل هذه الميكروبات ظروفا أشق مما تتحمله الميكروبات القولونية (من حيث درجة الحرارة والمواد الكيميائية ، والأملاح ، ومعامل درجة تركيز أيون الايدروجين) ولكنها تظهر بأعداد تقارب أعداد المجموعة السابقة كما تدل مثلها على تلوث حديث .

وعلى عكس هذين الاختبارين ، تقل الفائدة أو تنعدم من وراء البحث عن الميكروب المتحوصل اللاهوائى Clostridium welchii . فاعداد هذا الميكروب قليلة بالنسبة لاعداد المجموعتين السابقتين . ومع هذا فباستطاعة ميكروباته أن تتحوصل وأن تقاوم ظروفا مناوئة فترات طويلة ولهذا فيدل وجوده ، عند غياب الميكروبين السابقين : على تلوث متقادم .

القياس البكتريولوجى لمياه الشرب غير المعالجة

ا ـ باستعمال محقلة الآجار المغذى : يجب الا يزيد العد الطبقى للبكتريا فى كل ١ ملم من مياه الشرب غير المعالجة عن ١٠٠ مستعمرة بعد ٤٨ ساعة عند ٣٥ م و ١٠٠٠ مستعمرة بعد ٧٢ ساعة عند ٢٢ م .

ب ـ باستعمال شربة الماكونكى : يجب الا يزيد عدد ميكروبات المجموعة القولونية عن ٣ فى كل ١٠٠ ملم من المياه غير المعالجة . ويفضل أن يكون العد معدوما .

ج ـ باستعمال شربة الجلوكوز أزيد : يجب الا يزيد عدد الميكروبات فى المجموعة السبحية عن ٣ فى كل ١٠٠ ملم فى المياه غيرالمعالجة . ويفضل أن يكون العد معدوما .

مياه الشرب المعالجة

يجب أن تنعدم ميكروباتالمجموعتين القولونية والسبحية . ويفضل الا تظهر اى مستعمرات على العد الطبقى عند ٣٥و٢٢ م .

المياه الجوفية والثلج

يجب أن تنعدم ميكروباتالمجموعتين القولونية والسبحية . ويفضل الا تظهر اى مستعمرات على العد الطبقى عند ٣٥ و ٢٢ مم .

القياس البكتريولوجى لمياه حمامات السباحة

تملأ حمامات السباحة بمياه الشرب المعالجة وتسرى عليها نفس مقاييس مياه الشرب . وتفضل الحمامات المزودة بطلمبات التنظيف والتعقيم المستمرين (٢ر. الى ٥ر. جزء من المليون من الكلور السائب) . ويشترط تنظيف الحوض مما قد يطفو فوق مياهه أو يترسب على قاعه من فضلات وأجسام غريبة . وأن لايتجمع فى الحوض أكثر من العدد المحدد له . ويجب ان يأخذ كل مستحم دشا قبل ارتياده الحوض او بعد استعماله التواليت ، كما يجب أن يمنع المرضى من ارتياده ، وأن يحظر على المستحمين تداول ملابس الاستحمام والفوط . ويجب ان تمثل العينات المأخوذة نواحى وأعماق الحوض المختلفة .

أ ـ باستعمال محقلة الآجار المغذى : يجب الا يزيد العد الطبقى للبكتريا فى كل ١ ملم من مياه الحوض عن ١٠٠ مستعمرة بعد ٤٨ ساعة عند ٣٥ م و ١٠٠٠ مستعمرة بعد ٧٢ ساعة عند ٢٢ م .

ب ـ باستعمال شربة الماكونكى : يجب الا يزيد عدد الميكروبات للمجموعة القولونية عن ١٠ فى كل ١٠٠ ملم من مياه الحوض . ويفضل أن يكون العد معدوما .

ج ـ باستعمال شربة الجلوكوز ازيد : يجب الا يزيد عدد ميكروبات المجموعة السبحية عن ١٠ فى كل ١٠٠ ملم من مياه الحوض . ويفضل أن يكون العد معدوما .

د ـ باستعمال محقلة آجار الدم : يجب الا تظهر اى مستعمرات محللة للدم فى ١ ملم من مياه الحوض بعد ٤٨ ساعة عند ٣٥ م . وقد يضاف الى اختبار الدم اختبارات أخرى لتقدير أعداد وخواص الميكروبات المسببة لأمراض الجهاز الرئوى واصابات الجلد .

القياس البكتريولوجى لمياه البحر

يتوقف القياس المستعمل على درجة ازدحام الشاطىء وطول أو قصر موسم الاصطياف . فهو يشتد عند ازدحام الشاطىء وطول المدة التى يرتادها المستحمين فيه ، ويتسامح اذا كان العدد محددا وفترات الاصطياف قصيرة أو متباعدة . ويتراوح القياس المعمول به بين ٥٠ و ٢٠٠٠ من الميكروبات القولونية (ومثل هذا الرقم من الميكروبات السبحية) فى كل ١٠٠ ملم من مياه البحر .

مصادر البحث

(١) المواصفات القياسية المصرية ١٩٥٦ جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

2 — The bacteriological examination of water suppliies. (1939). Ministry of health report No. 1. HMSO, London.

3 — Standard methods of examination of water, Sewage and industrial wastes. (1961). AWWA,

4 — European standard of drinking water, WHO, Geneva. (1961). HMSO, London.

5 — International standard of drinking water, WHO, Geneva. (1958). HMSO, London.

6 — Kabler, P. (1959). Sewage & Ind. Wastes, 31 : 1373.

7 — Clarke, A.N. & Chang, S.L. (1959). J. Amer. Wat. Wks. Ass., 51: 1299.

ملخص

الموضوعات بالقسم الانجليزى

زيادة قدرة محركات الجرار الصغيرة ذات الاشعال بالضغط بواسطة الحقن المزدوج للوقود

للدكتور المهندس محمود مصطفى غنيم

مقـــدمة :

أقترحت هذه الطريقة فى بحث للسيد الزميل على كامل وعبد الرازق ابراهيم نشر فى ١٩٥٩ وفيه يبين أن هذه الطريقة تعادل مهمة مضخة تعجيل محرك الشرارة . يحقن جزء من الوقود فى بداية شـوط الانضغاط للحصول على مخلوط متجانس ذى نسبة معقولة حتى لا يحترق تلقائيا وحتى يمكن اشعاله من لهب الاحتراق الرئيسى . ثم يحقن بقية الوقود كالمعتاد . نسبة مجموع الوقود الى الهواء تقرب من النسبة الكيماوية الصحيحة . بهـذا يستخدم كل هواء الاسـطوانة . استخدم الباحثان محرك ذى تبريد بالهواء ، حقن فيه ١٠٪ من الوقود اللازم كيماويا . وقد نتج ازدياد لقدرة المحرك ولكن بمقدار قليل يعادل ٦ر٦٪ نظرا لأن تبريد المحرك بالهواء يحد من زيادة حقن الوقود ، ولكن اذا طبقت الطريقة على محرك ذى تبريد مائى يمكن زيادة القدرة بنسبة أكبر .

البحث الحالى :

يقوم البحث الحالى بدراسة مدى امكانية زيادة القـدرة اذا استخدمت الطريقـة فى محرك مائى التبريد أجرى البحث على محرك وحيد الاسطوانة ذى تبريد مائى وذى غرفة احتراق دوامية . ولما كان هدف طريقة الحقن المزدوج هو زيادة القدرة القصوى لفترة قصيرة ، لذلك لم تجرب الاحمال الجزئية لا سيما وانها تقترن بزيادة فى الاستهلاك النوعى للوقود .

فى البحث الحالى قورن بين أقصى قدرة بطريقة الحقن المزدوج وأقصى قدرة بطريقة الحقن المعتادة . حددت أقصى قدرة بوساطة حد الدخان فى العادم وذلك باستخدام مقياس دخان (طراز فيزومات ، ليبزج) .

بينت التجـارب أن القـدرة القصـوى يمكن زيادتها بطريقة الحقن المزدوج بحوالى ٥ر١٧٪ من الطريقة المعتادة . وهـذه الزيادة كبيرة بالمقـارنة بالزيادة التى أمكن الحصول عليها فى محرك مبرد بالهواء . وهذا يبين أن طريقة الحقن المزدوج للوقود تؤدى الى نتائج هامة ومرضية عند تطبيقهـا على المحركات المبردة بالهواء .

دراسة تحليلية للحد الأقصى للانحناء للكمرات الخرسانية سابقة الاجهاد

للدكتور المهندس عبد الهادى حسنى

ويشمل البحث دراسة عن طريقة عملية لايجاد أقصى عزم انحناء العوامل المؤثرة عليه .

وفى هذا البحث دراسة شاملة عن الكمرات سابقة الاجهاد بطريقة مبسطة لاغراض التصميمات .

تاريخ التربينات المائية

للدكتور المهندس محمود فوزى عبد العظيم

لا يدرى أحد على وجه التحديد متى بدأ استغلال طاقة المياه فى توليد القوى . فمن زمان سحيق قد يزيد على ٣٠٠٠ عام قام الانسان على ضفاف الأنهار كالنيل والفرات والنهر الأصفر بالصين بتوليد القوى من مياه الأنهار بآلات بسيطة واستخدمها فى طحن الحبوب ورى الاراضى . وانتشر استغلال الطاقة المائية حتى أصبح معروفا فى القرن الثامن فى أوروبا واتسع نطاق استغلال هذه القوى حتى شمل صناعة الغزل والحديد الا أن استعمال الطاقة كان محصورا فى الأماكن المجاورة للأنهار بسبب عدم القدرة على نقلها مسافات بعيدة .

وحتى منتصف القرن الثامن عشر كانت التربينات تنحصر فى نوعين رئيسيين : نوع يستخدم سقوط الماء على قواديس مركبة فى عجلة التربين والآخر يستخدم سرعة اندفاع الماء باصطدامه بألواح مركبة فى العجلة . وان ظلت هذه الأنواع تستخدم بكثرة فى النصف الأول من القرن التاسع عشر الا انها أخذت فى الانقراض بسبب كبر حجمها وقلة عدد لفات دورانها وانخفاض الضاغط عليها .

والواقع أن التربينات المائية لم تنل العناية الكافية منذ أن اخترع جيمس وات ماكينته البخارية قبل نهاية القرن الثامن عشر . فلما تم اختراع الدينامو عام ١٨٦٤ وأمكن نقل التيار الكهربائى ـ كان ذلك فاتحة عهد جديد لازدهار استغلال القوى المائية .

ويمكن تقسيم التربينات الحديثة الى الأنواع الرئيسية الآتية :

١ ـ تربين بلتن : يعد ج . اتكنس أول من درس هذا النوع من تربينات الدفع فى امريكا وظل يتعهد اختراعه حتى أظهره للوجود عام ١٨٧٥ . ثم ادخل المهندس ليستر بلتن عام ١٨٨٨ تعديله الذى أوصل تربين الدفع الى شكله المعروف الآن والذى أمكن مع التعديلات الحديثة الوصول به الى ما يقرب الكمال .

ويقوم صانعوا هذه التربينات الآن بانتاج وحدات ذات قدرات كبيرة وتنوعت طرق الادارة فأصبح هناك تربينات ذات أعمدة ادارة رأسية وتعددت البوريات حتى وصلت الى ستة وارتفع الضاغط حتى وصل الى قيم تبلغ ضعف ما كانت عليه منذ أربعين سنة مضت .

٢ ـ تربين فرانسيس : يعتبر عام ١٨٢٦ نقطة التحول فى استعمال تربين فورنيرون عندما اقترح بونسيليه تربينا ذو سريان من الخارج للداخل اذ لم تمضى السنون حتى حصل س . هود من نيويورك على براءة اختراع تربين من هذا النوع عام ١٨٣٦ . وقد أدخل جونافال تطويرات هامة على هذا التربين عام ١٨٤١ . ثم تلا ذلك ى . بويدن عام ١٨٤٤ فبنى تربينه فى لويل بمساشوستس وكانت هذه بداية لأن يتمم ج . فرانسيس عام ١٨٤٩ التربين الذى عرف فيما بعد باسمه . وجاءت بعد ذلك تصميمات لتربينات مشابهة كلها تهدف الى زيادة التصرف المار بالتربين حتى أن قدرة هذه التربينات وصلت الآن الى أرقام كانت تعتبر خيالية فيما مضى

٣ ـ تربين كابلان : نجح المهندس ف . كابلان من تشيكوسلوفاكيا عام ١٩١٢ فى استخدام ريش متحركة تتغير زاويتها أوتوماتيكيا مع الحمل بغرض تحسين الجودة عند الاحمال الجزئية الا أن استخدام هذا النوع تجاريا لم يبدأ الا عام ١٩٢٥ عندما انتشر استعماله فى أوربا .

والحق يقال أن التقدم الذى صاحب التربينات يدين كثيرا للابحاث التى قامت بها المعامل المتخصصة التى تتبع الشركات والجامعات ويوجد منها ما يقرب المائة فى امريكا وكندا والعديد فى أوروبا . وساعد على ذلك استخدام النماذج فى الدراسات ليس فقط على التربين نفسه وانما لحل المشكلات بالنسبة لمحطة التوليد كلها .

خاصية الانتفاخ فى بعض أنواع التربة المصرية

بيان
للدكتور المهندس عبد الرحمن حلمى الرملى

تشكل الاساسات فى التربة الجافة أعلا منسوب المياه الجوفية موضوعا يستحق الدراسة وبالأخص اذا كانت هــذه التربة من النوع الذى يزداد حجما عند تعرضه للمياه .

وبعض العــوامل التى تسبب انتفــاخ التربة مازالت مجهولة للآن ولكن الدراسة الفيزيكوكيمائية لمكونات التربة قــد أوضحت أن المعــدن المكون لحبيبات التربة الطينيــة له تأثير كبير على ســلوك التربة عند اتصــالها بالميــاه بالاضــافة الى الحالة الطبيعية للتربة وقت مرور المياه وبالأخص مقــدار كثافتها الجافة .

ومن دراســة خواص التربة المعمليــة ســواء بالانكماش أو التمدد وكذا دراســة خواص اللدونة يمكن تحديد مدى انتفاخ التربة وكذا يمكن تحديد معدن الطينة الغالب بصفة سليمة .

وقد درست خواص ما يقرب من ستون عينة من مختلف أنواع التربة القــابلة للانتفاخ منها عشر عينات من التربة المصرية ذات خواص الانتفاخ وقد ذكــرت أماكن وجــودها من التحليل الميناروولوجى بها .

وقد وجد أن حد الانكماش وكذا معامل اللدونة للتربة لها التأثير الواضح لتحديد خواص التربة فى حالة الانتفاخ وكذا فى تحــديد الضغط الذى يمنع التربة من الانتفاخ عند تعرضها للمياه .

وبذلك أمكن تحديد هذه العــلاقة بيانيا بطريقة تسمح بتحديد مدى انتفاخ التربة وكذلك معــدن الطين الغالب فى تكوين التربة .

هذا وبدراسة ضغوط الانتفاخ للتربة المصرية ــ وهى الضغوط التى تمنعها من الانتفــاخ عنــد تسرب الميــاه بها ــ يمكن ربطهــا بالكثافة الجــافة وكذلك بحد الانكماش .

على أنه من الضرورى عند تطبيق هذه النتائج أن تراعى ظروف المنشأ نفســه وكذا الطريقة التى ستدخل بها الميــاه الى التربة ســواء من التسرب السطحى أو من ارتفاع الميــاه الجوفية أو من مياه الأمطار وكذا دراسة الأملاح الذائبة فى التربة أو فى المياه المتسربة .

طريقة النتو بكفاءة عمليات الحمأة المنشطة

للدكتور المهندس الكسان ينى ســالم

ويشتمل البحث عن العوامل المؤثرة ثم دراسة مشكلة مدينة الاسكندرية . مع شرح للمخلفات التى تتسبب التلوث .

الخرائط ذات العامل الثابت والتى تجمع خواص الاستقرار وخواص العمل عند الطرف المستقبل لشبكة النقل فى صورتها العامة

الدكتور المهندس محمود صبرى أبو حسين

ان الغرض من هـذه الدراسة هو ايجاد اربع مجموعات من المنحنيات البيانية التى تعطى التغيير فى القدرة والزاوية فى حالة الاستقرار عند الطرف المستقبل الشبكة العامة للنقل ، بحيث تمثل كل مجموعة على حدة التغيرات المطلوبة عند تثبيت احد عوامل التشغيل للشبكة .

وقد ظهر ان المعادلات الرياضية المستنتجة للغرض المذكور هى معادلات عامة وجد انه من الضرورى الحد من عملها فى مناطق محددة من المنحنيات البيانية وذلك لكى تمثل واقع عمل الشبكة .

وبذلك يمكن عمل دراسات كاملة لحالة الاستقرار المطرد للشبكة وايجاد تأثير أربع من عوامل التشغيل على هذه الحالة بواسطة خريطة بيانية واحدة .

كما وانه يمكن الحصول على ثمان من عوامل التشغيل هذه من أى نقطة واحدة على هذه الخريطة . وهذه الثمان عوامل هى :

الجهد عن الطرف المستقبل ، والجهد عن الطرف المرسل ، الزاوية بين الجهدين ، عامل القدرة عند الطرف المستقبل ، انتظام جهد الشبكة ، القدرة الفعالة عند الطرف المستقبل ، القدرة غير الفعالة عند الطرف المستقبل ، شدة التيار عند الطرف المستقبل .

وعلى ذلك يمكن استخدامها كخريطة تعطى خواص العمل لشبكة النقل فى الصورة العامة بجانب دراسة حالة الاستقرار المطرد لها .

كما وانه قد ظهر من هذه الدراسة انه يجب التفريق بوضوح بين الحد الأقصى للقدرة « لاحدى المعادلات ذات العامل الثابت الخاصة بالشبكة » وبين الحد الاقصى للقدرة « للشبكة نفسها » وذلك لانه قد ثبت انه ربما وجد هذا الحد الاقصى للقدرة فى احدى المعادلات الخاصة بالشبكة ولكن وجوده كحد أقصى للقدرة للشبكة نفسها يتوقف على جميع عوامل التشغيل وقيمة كل منها .

اتزان بكرات المناولة

الدكتور المهندس م . ن . عارف
والدكتور المهندس م . بدوى

يتناول البحث كل ما يتعلق بالاتزان الخاص بالبكرات والاوناش لتحميل المنتجات الصناعية خاصة أثناء تحميلها فوق السفن ومشكلة مركز النقل وتأثيره وأرجحة الحمولة أثناء التحميل .

إمكان قياس الإجهادات الميكانيكية بواسطة قياس الانفصال

بالمقاومات الكهربية فى المعادن الغير متجانسة السبك تحت شروط قاسية

للدكتور المهندس سعد يوسف محمد

طريقة قياس الاجهادات بواسطة قياس الانفعال بالمقاومات الكهربية مستعمل فى قياس الاجهادات فى الأماكن الظاهرة تحت درجات حرارة عادية — والطريقة هى ان الانفعال الموجود يؤثر على طول سلك رفيع مثبت على الجزء المراد قياس الاجهاد عنده — وعند زيادة الطول أو قصره يتغير مقطع السلك وبالتالى الغيار المار به — وهناك علاقة بين الغيار المار والانفعال أو الاجهاد عند كل مكان وعند معرفة قوة التيار المار الذى يظهر على شاشة الاوسيلوجراف بوضوح بعد مروره على جهاز القياس .

ولكن القياس بهذه الطريقة عند درجات حرارة عالية وعند وجود حركة بين الاجزاء مصحوب بصعوبات جمة والغرض من البحث هو قياس الاجهادات فى جدران الكرسى الاسطوانى الذى يتحرك بداخله الطربوش المتحرك لضاغط هواء ذو الحركة الترددية — وهذا المكان مملوء بالزيت وكذلك درجة حرارة عالية بالاضافة الى وجود الانزلاق الدائم بين الطربوش المتحرك والجدران .

وللتغلب على تأثير درجة الحرارة يوضع سلك رفيع من نفس النوع عند نفس درجة الحرارة بدون تثبيت ليعوض التمدد الناتج من ارتفاع درجة الحرارة كما هو معروف .

لقياس الانفعال فى معدن عند وجود زيت ساخن يستعمل بدل لصق السلك على ورق لصقه على مادة من البلاستيك لتتحمل درجة الحرارة والزيت .

لتثبيت هذه المادة من البلاستيك بما عليها من اسلاك — يستعمل مادة لصق تتحمل درجة حرارة عالية .

لتحديد العلاقة بين الاجهاد وقوة التيار يجب عمل اختبار — وقد عمل هذا الاختبار لقضيب حديد ظهر غير متجانس السبك تحت درجة حرارة ٨٠ مئوية لمدة ٩٦ ساعة وكانت النتيجة مرضية .

ومن هذا يظهر امكان قياس الاجهادات على المعادن الغير متجانسة السبك عند درجات الحرارة العالية .

الخواص المميزة للنفاية المتخلفة من مصانع النسيج المصرية

للدكتور المهندس م . جمعة
والدكتور المهندس ف . م رمضان
والدكتور المهندس احمد عبد الوارث

وهذه الدراسة عن مصنعين للنسيج فى الجمهورية العربية المتحدة .

الأحمال الحرجة للاطارات الشبه منحرفة الشكل المتعددة الطوابق والمسموح لها بالحركة الجانبية

للدكتور المهندس عادل حلمى سالم

يبدأ هذا البحث بتحليل الحركة العامة لأى عضو معرض الى قوى محورية ضاغطة الى جزئين كل منهما يعبر عن حالة خاصة معروفة وهما :

(أ) مركبة الحركة التى تحدث بدون أى دوران للزوايا نتيجة قوى القص الخارجية .

(ب) مركبة الحركة التى تحدث نتيجة دوران الزوايا وبدون وجود أى قوى قص خارجية .

ولما كانت قيمة القوى الضاغطة ثابتة فى جميع الحالات فانه يمكن تطبيق نظريات الجمع المعتادة وبذا تكون عزوم الانحناء ومقدار الحركة الجانبية للحالة العامة مساوية لمجموع العزوم والحركة الجانبية للمركبتين .

والقيمة العلمية لهذا التحليل هو انها أظهرت ان مركبة الحركة الأولى نتيجة القوى العرضيـة لاتتزايد بصورة لا نهائية عند الحمل الحرج وبالتالى لا دخل لها عند تعيينه وان المركبة الثانية فقط من الحركة هى التى تتزايد بصورة لا نهائية عند الحمل الحرج والتى يمكن عن طريقها تعيين هذا الحمل بطريقة مباشرة مختصرة .

وما ينطبق على عضو مضغوط منفرد ينطبق أيضا على اطار بأكمله أى أن هذا التحليل للحركة عام وليس خاصا بالأعضاء المنفصلة فقط .

وجدير بالذكر أن معاملات توزيع ونقل العزوم ليست ثابتة فى حالة وجود قوى ضاغطة بل تختلف حسب قيمة هذه القوى فى العضو . وقد وضعت جداول تعطى قيم هذه المعاملات حسب قيمة القوى الضاغطة وبهذا أصبح من السهل دراسة اتزان الاطارات متعددة الطوابق والمتعددة الفتحات المسموح لها بالحركة الجانبية .

والجزء الثانى من هذا البحث يبين تطبيقا عمليا لنظريات تحليل الحركة السابق ذكرها فى دراسة اتزان الاطارات الشبه منحرفة الشكل والمسموح لها بالحركة الجانبية مع ادخال بعض التعديلات البسيطة لكى تناسب الأعمدة المائلة. ويتناول هذا البحث الاطارات ذات الدور الواحد ثم الاطارات متعددة الطوابق وكذلك الاطارات ذات القواعد المفصلية والاطارات ذات القواعد المثبتة . وقد وجد أن الأحمال الحرجة لهذا النوع من الاطارات تزيد عن نظائرها فى الاطارات المستطيلة الشكل بزيادة زاوية ميل الأعمدة مع الرأسى الى قيمة عظمى ثم تتناقص بالتدريج مرة ثانية . كما وجد أن أقصى قيمة للحمل الحرج تحدث عندما تكون زاوية ميل الأعمدة مع الرأسى بين ٢٠° ، ٣٠° تقريبا . ونسبة الزيادة فى الأحمال الحرجة اكبر فى حالة الاطارات ذات القواعد المفصلية عنها فى حالة الاطارات ذات القواعد المثبتة كذلك فى الاطارات ذات الدور الواحد عنها فى حالة الاطارات متعددة الطوابق.

ويجب الا يغفل أن المعادلات التى تعطى الأحمال الحرجة هنا معقدة بدرجة كبيرة وتزداد درجة التعقيد بزيادة عدد الطوابق ولا توجد طريقة ما لحل هذه المعادلات سوى بالتحسيس الأمر الذى يحتاج لوقت وجهد كبيرين .

شركة مصر للحرير الصناعى

تساهم فى تدعيم الاقتصاد القومى

تعتبر شركة مصر للحرير الصناعى أولى شركات صناعة خيوط الحرير الصناعى فى الشرق الأوسط. ومنذ نشأتها عام ١٩٤٦ وهى تسير على سياسة تقدمية مبنية على توفير كل ما يحتاجه السوق المحلى من الألياف الصناعية من خيوط الحرير الصناعى (مصرايون) وألياقه (مصروفير) .

هذا بجانب ادخال صناعات جديدة يعتمد بعضها على خامات الحرير الصناعى وذلك فى فترات متتالية نوجزها فيما يلى : ـ

- عام ١٩٥٠ صناعة الورق الشفاف العادى « مصروفان » .
- عام ١٩٥٨ صناعة الورق الشفاف المانع للرطوبة والقابل للصق بالحرارة .
- عام ١٩٥٨ صناعة خيوط النايلون « مصر نايلون » واليافه « مصر يلون » .
- عام ١٩٦١ صناعة خيوط النايلون المطاطة « هيلانكا » .
- عام ١٩٦٢ صناعة شريط لف علب السجاير Tear off - Tape

وقد انعكست آثار هذه الجهود فى هذه النواحى جميعها على صناعة الغزل والمنسوجات الحريرية وبعض الصناعات الهامة الأخرى ، فاتسعت رقعتها وزاد عدد العاملين فيها وارتفعت أرقام انتاجها وتنوعت منتجاتها وتحسنت فوقفت قوية أمام الواردات الأجنبية وزادت صادراتها وأدى ذلك علاوة على توفير مبالغ طائلة من العملات الأجنبية الى زيادة أرصدة البلاد منها نتيجة لتمكنها من تصدير جزء كبير من انتاجها .

وقد كان لنجاح الشركة فى تحقيق الأهداف التى وضعتها الثورة للنهوض بالبلاد صناعيا واجتماعيا أثره الكبير مما دعى الجهات المسئولة الي أن تسند اليها القيام ببعض مشروعات البرنامج الثانى للخمس سنوات نلخصها فى الآتى : ـ

١ ـ مشروع لزيادة انتاج الفسكوز (بالطريقة المستمرة) .

٢ ـ مشروع وحدة جديدة لانتاج الورق الشفاف.

٣ ـ مشروع التوسيع الثانى لمصنع خيوط النايلون

٤ ـ مشروع انتاج خيوط وأقمشة الاطارات من النايلون .

وتقدر تكاليف هذه المشروعات بحوالى ستة ملايين ونصف من الجنيهات وتم اقامة مبانى للمشروعين الأول والثانى ووردت ماكيناتها وجارى تركيبها وينتظر أن تبدأ فى الانتاج خلال العام المالى الحالى والشركة فى سبيل استكمال المشروعين الثالث والرابع .

هذا من ناحية الانتاج اما من ناحية شئون العمل والعمال فتعطى الشركة عناية خاصة للقائمين بالعمل بها فعملت على تكوين جيل من الفنيين والصناع المهرة اللازم توافرهم لصناعتنا المستخدمة والذين يفتقر اليهم سوق العمل بالبلاد فأوفدت بعثات علمية وعملية الى أوروبا وأمريكا للاستفادة بخبراتهم وأصبح العمل يقوم على سواعد الفنيين والعمال العرب متبعين أحدث النظم والأساليب العالمية .

وانشأت الشركة ادارة العلاقات الصناعية والتدريب المهنى وادارة للأمن الصناعى وكان لهذا أثره الكبير فى تحسين ظروف العمل وتطويره وتبسيطه وفى راحة العمال وسلامتهم وتقليل اصابات العمل ورفع كفاينهم الانتاجية وزيادة دخولهم .

كما وفرت الشركة الرعاية الطبية المجانية على مستوي عال للعمال وأسرهم وانشأت مدينة سكنية

أسكناهم بايجار اسمى ـ وهيأت لعمالها الغير قاطنين بالمدينة السكنية المواصلات من والى المصانع بالمجان

ودعمت الشركة النشـــاط الرياضى والكشفى والاجتماعى بتكوين فرق فى جميع هــذه النواحى وهيأت لهم سبل الاصطياف فى شواطىء الاسكندرية ومرسى مطروح مما ساعد على تــكوين جماعات للرياضة والهوايات المختلفة كالتمثيل والمـوسيقى والتصوير .

المصانع المساعدة :

١ ـ مصنع حامض الكبريتيك .

٢ ـ مصنع ثانى كبريتور الكربون .

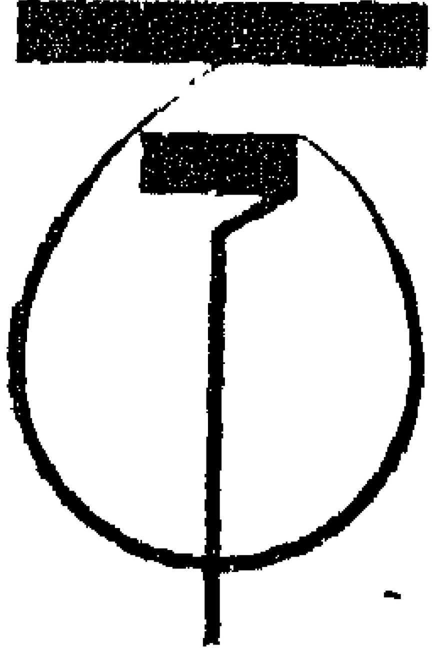
٣ ـ محطة مياه كاملة .

٤ ـ محطة قوى كهربائية .

مقــارنة
بين الانتاج والتصدير والاجور والعاملين
خلال ١٩٦٠ ، ٦٣/٦٤

البيان	١٩٦٠	١٩٦٤/٦٣
الانتاج	٩٨٠٠ طن	١١٢٠٠ طن
التصدير للخارج	٧٠٠ طن	٢١٠٠ طن
الاجـور	٠٠٠ر٠٤٠ر١ جنيه مصرى	٠٠٠ر٦٠٠ر١ جنيه مصرى
عدد العاملين	٣٣٤٦ فردا	٤٣٣٢ فردا

***** ***** ***



المصانع الحربية

ستهم في نهضتنا العمرانية

تسير معركة التصنيع في بلادنا قدما توطد أركان الاستقلال وتبني صرح الرخاء والرفاهية لنا ولاخواننا في العروبة والانسانية جمعاء .

ومن وراء هذه المعركة الجبارة - معركة التصنيع - تقف مصانعنا الحربية بكل ما لديها من امكانيات طاقات بشرية وطاقات آلية لتحقق في نطاق خطة التنمية الاقتصادية ما يسند اليها من مشروعات بجانب ما تقوم به من امداد جيشنا الظافر والضارب والمنتصر بما يحتاج اليه من ذخيرة وعتاد .

ان هذه القلاع الضخمة التي اقامتها ثورة ٢٣ يوليو لحماية الوطن ومبادئه الاشتراكية تقف في نفس الوقت طليعة الثورة الصناعية تخدم مبادىء الحق . وتبني مجتمع الرفاهية والكفاية والرخاء .

في المدينة في القرية في المصنع في المنزل في المدرسة في الشارع في الحقل في كل مجال وكل مكان تجد انتاجها الذي يحكي قصة المعجزة .

ففي مجال خدمة النهضة العمرانية أسهمت المصانع الحربية بالعديد من المشروعات .

فهذا السلاح الرهيب ، الديناميت الذي تنتجه المصانع الحربية لا يقف استعماله على الأغراض العسكرية ولكنه يسهم بأوفر نصيب في الاستخدامات المدنية العمرانية ، ولقد كان له نصيب كبير في تحويل مجرى النيل وبناء السد العالي ، كما استخدم حديثا في اكتشاف مناطق البترول عن طريقة تفجيره في المناطق المحتمل وجود البترول بها اذ يعطي الانفجار موجات معينة تصطدم بطبقات الأرض وتنعكس بسرعات مختلفة يتم تسجيلها ويمكن عن طريقها دراسة طبقات الأرض بسهولة وتحديد المناطق الغنية بالبترول .

ومع هذا المارد الجبار تقوم المؤسسة بانتاج فتيل الأمان الذي تبلغ سرعة استعماله ستة كيلو مترات في الثانية ، ولقد كان لاقبال شركات التعدين عليه بالاضافة الى الاستعمالات السابقة ان زادت معدلات انتاجه مما قامت معه المؤسسه بصناعة ماكيناته بنفسها .

وفي هذه الميادين لم تقتصر المؤسسة على تقديم هذه المنتجات ، بل أنتجت مادة الفورمالدهايد التي تستعمل في حقن الأرض وفي عمليات البحث عن البترول ، بجانب استعمالاته الطبية في المعامل والمستشفيات ومصانع الأدوية وكذلك في انتاج الخشب الحبيبي .

وفي ميدان الزراعة الذي يعتبر موردا رئيسيا للدخل القومي في بلادنا تنتج المؤسسة ما يسد حاجة البلاد من رشاشات مكافحة الآفات الزراعية ذات الضغط الثابت ، كما تنتج أجهزة الري بالرش على أحدث الطرق العالمية لأول مرة في الشرق الأوسط من مواسير وقطع توصيل ورشاشات رذاذ مما ساهم في زيادة الرقعة الزراعية بمديرية التحرير ووادي النطرون والوادي الجديد .

وفي الأراضي الصحراوية تستخدم هذه المجموعات بنجاح لتقليل احتياجات مياه الري المستخدمة ، كما تستعمل المراوح الهوائية التي تنتجها المؤسسة لاستخراج المياه الجوفية . وان المتنقل اليوم بين مرسى مطروح وبرج العرب ليرى الكثير من هذه المراوح التي تعمل بطاقة الهواء دون حاجة الى استخدام قوى محركة والتي تكفي الواحدة منها لري عشرين فدانا والجدير بالذكر ان المؤسسة تجري حاليا تطوير هذه المروحة لتحويل طاقة الهواء الى طاقة كهربائية لانارة المنطقة المحيطة بها .

والحديث عن حصر المياه قصة تبدأ عام ٦٠ حينما تعاقدت المؤسسة على اقامة مصنع لعدادات المياه بدأ انتاجه بمعدل ٣٠ ألفا وصل اليوم الى ٥٥ ألفا تغطى كافة الاحتياجات المحلية من العدادات الجافة والمغمورة بتصريف ٣ أمتار الى ٢٠ مترا مكعبا فى الساعة ، ولسوف يصل الانتاج منها فى الخطة الخمسية الثانية الى ٩٠ ألف عداد .

وفى ميادين الكهرباء تنتج هذه المؤسسة العملاقة لأول مرة فى الجمهورية العربية المتحدة محركات القوى التأثيرية ذات الاوجه الثلاثةبقفص سنجابى بقدرة تتراوح من ٧٥ر الى ١٥ حصانا وكذلك المحركات الكهربائية التأثيرية ذات الوجه الواحد من ٥.ر الى حصان واحد .

كذلك أنتجت المراوح الكهربائية بترخيص ممنح من شركة ماريللى الايطالية ــ مروحة يحق للصناعة العربية أن تفخر بها ذات ثلاث سرعات يمكن تشغيلها على الحائط مزودة بمحرك مصمم للاجواء الحارة .

واليوم نرى فى الكثير من منازلنا ومؤسساتنا عدادات الكهرباء التى تحمل اسم المؤسسة تنتجها بترخيص من شركة لاندرز آندجير السويسرية حاليا منذ عام ٥٨ ، هذه العدادات التى يصل عدد أجزائها الى ٢٣٠ قطعة لا يستورد حاليا منها سوى قطعة واحدة نصف مشغولة هى المغناطيس الذى سيجرى تشغيله محليا فى القريب .

وقد بدأ هذا الانتاج بطاقة قدرها ٦٠ ألفا سنويا تصل اليوم الى ٢٢٠ ألفا سنويا وسوف ترتفع فى الخطة الثانية الى ٣٠٠ ألفا سنويا لمقابلة طلبات التصدير .

وفى منشآتنا الجديدة التى ترتفع اليوم فى كل مكان نجد انتاج المؤسسة من المفاتيح والبرايز الكهربائية والأجراس المختلفة .

واذ نصل الى هذا القدر من الحديث عن مساهمة هذه المؤسسة فى مجالات الكهرباء ، يجدر بنا أن نذكر انتاجها من كابلات الكهرباء الألومنيوم التى أسهمت بأوفى نصيب فى تنفيذ مشروعات وزارة القوى الكهربائية وخاصة شبكة الضغط العالى التى ستنقل كهرباء السد .

ولقد أثبتت هذه المؤسسة انها بجانب كونها المدرسة الأولى للصناعة الحقيقية بمصر بفضل ما تخرجه من عمال مهرة بمعاهد تدريبها ، فانها القلعة التى تحتمى بها الصناعات الثقيلة والخفيفة ؛ فهى اليوم تؤكد بقدرتها الفائقة فى انتاج المسامير والصواميل والورد البرشام وبطاقة تبلغ خمسة آلاف طن ــ قطر ٢ مم الى ٣٢ مم بعضها على البارد وبعضها على الساخن لتتناسب مع مختلف الاحتياجات .

ونظرة فخار لتجعلك تزهو حين ترى جميع خطوط السكك الحديدية بالجمهورية العربية مربوطة بالمسامير والصواميل التى تنتجها المؤسسة .

وشعور بالعزة سوف يهزك حين ترى صناديق الدناجل اللازمة لعربات السكك الحديد تصنع فى هذه الترسانة بالكامل ، ثم تزداد فخرا حين تعلم أنه يجرى حاليا الاتفاق على تصديرها الى المانيا .

ان المصانع الحربية لم تقم فقط من أجل انشاء جيل قوى من العمال المهرة أو لاقامة صرح الصناعة بها وحدها ، بل جعلت هدفها خدمة الصناعات القائمة ولهذا فهى تمد المصانع القائمة بعدد القطع اللازمة للتشغيل والتشكيل من أجود أنواع الصلب المعامل حراريا لتقسيته كى تؤهله لتأدية عمليات التشغيل بكفاءة مراعية فى ذلك الدقة فى المقاسات والتجاوزات المسموح بها طبقا للمواصفات العالمية .

واليوم شهادة تقدير تتوج مجهود هذه المؤسسة فى هذا المضمار ، ترويها ما يرد لها من تقارير الشركات الصناعية تؤكد تفوق هذا الانتاج عن مثيله من انتاج المصانع الخارجية المتخصصة .

وان المتتبع اليوم للنهضة فى بلادنا ليرى حدثا كبيرا يجرى داخل مصانع هذه المؤسسة حيث تنتج آلات الورش من المخارط والمثاقيب الرأسية ومثاقيب التزجة ، دعامة قوية للصناعات التشكيلية وبداية قوية للصناعات الثقيلة بالجمهورية تصنع بالامكانيات المحلية فيما عدا نسبة ٥٪ يجرى الاتفاق على تصنيعها ليبقى الانتاج عربيا خالصا .

وعما قريب سيجد انتاج المؤسسة من البساتم والشنابر والشميزات والبنوز طريقه الى الاسواق ليغطى احتياجات السيارات سواء الشرقية أو الغربية وكذا ما تحتاج اليه شركة النصر للسيارات .

ومن داخل احدى المدن الصناعية التى أقامتها المؤسسة ، من أحدث مصنع مماثل فى الشرق الأوسط تخرج اليوم الى الأسواق صناعة جديدة هى محركات الديزل من مجموعتين الأولى وهى سريعة تتحمل طويلا وتعطى قوة ٢٠ حصانا لكل اسطوانة بقدرة من ٢ ـ ٤ ـ ٦ ـ ٨ ـ ١٢ سلندر وبسرعة تتراوح من ١٨٠٠ ـ ٢٢٠٠ لفة/ دقيقة ليمكن استخدامها فى توليد الكهرباء والطلمبات وكباسات الهواء ومراكب الصيد وقاطرات السكة الحديد لاعمال المناورة ، والثانية من اسطوانة واحدة الى ست اسطوانات بسرعة تتراوح من ١٠٠٠ ـ ٢٨٠٠ لفة/ دقيقة وهى أقل وزنا وتصلح لأعمال النقل ويمكن استخدامها فى أعمال الرى للمساحات الصغيرة وفى سيارات اللورى وسيارات الاوتوبيس الكبيرة والمراكب السريعة .

وتبلغ نسبة تكلفة الصنع المحلية فيها ٨٥ ٪ كما تبلغ قيمة الانتاج السنوى حاليا ٢ مليون جنيه توفر للدولة ٥ر١ مليونا من العملات الصعبة سنويا ، ولسوف يرتفع الانتاج فى الخطة الثانية لتبلغ قيمته سبعة ملايين من الجنيهات .

ومن أكبر مسبك آلى تملكه المؤسسة فى الشرق الأوسط تخرج مسبوكات الزهر الرمادى والصلب لآلات الورش والديزل والمحركات الكهربائية وماكينات الخياطة ومفارم اللحم وطلمبات البنزين والمراوح الهوائية وغيرها مما تنتجه المؤسسة العملاقة وكذا مسبوكات السيارات والجرارات وعربات السكك الحديدية بطاقة ٢٠٠٠ طن فى الوردية الواحدة .

ومن المسبك اليدوى تساهم بامداد شركة الحديد والصلب وغيرها من الزهر الهيماتيتى من قوالب صب كتل وقواعد صب وحلل الجلخ حتى وزن ١٥ طنا للقطعة الواحدة وبطاقة ٨٥٠٠ طنا فى الوردية الواحدة .

هذا عدا مسبك الصلب الذى يساهم فى امداد الشركات الهندسية وهيئة السد العالى باحتياجاتها من مسبوكات الصلب الكربونى والصلب المنجنيزى بطاقة وصلت ١١٢١٠ طن فى العام الماضى . وبذلك بلغت الطاقة الكاملة للمصنع من مسبوكات الزهر والصلب .

ولن تقف جهود هذه المؤسسة عند هذا الحد ففى النصف الأول من عام ١٩٦٦ سيبدأ مسبك السباكة الدقيقة انتاج مسبوكات القطع الصغيرة من ٣٠ ـ ٦٠٠ جرام على نماذج شمعية دقيقة لتوفير الوقت وعمليات التشغيل ودقة التشكيل بطاقة حوالى ٦٥ طنا كما سيبدأ كذلك مسبك الشنابر والشميزات عمله .

وبعــد :

لقد حققت الثورة معجزة فى كل ميدان وجعلت أمل التصنيع للسلم والعمران حقيقة لا يراودها شك ، وفجرت طاقات شعبنا وعادت اليه الثقة بالنفس والوطن ـ فقام يفتح آفاقا جديدة فى عالم الصناعة ليؤكد حقه فى الحياة .

وهكذا كان جيلنا على موعد مع القدر وهكذا بدأت مصانعنا الحربية وخرجت من الفكر الى الحقيقة لينتظم عقد شركاتها ومراكز تدريبها فى موكب العمران .

ومع الأيام دارت العجلة وتضاعف الانتاج وفى نشوة النصر تتحدث الأرقام .

	٦٠/٥٩	٦١/٦٠	٦٢/٦١	٦٣/٦٢	٦٤/٦٣	
الانتــاج	٥ر٧٣	٧ر٧٧	١١ر١٩	١٤ر٧٠	١٦ر٣٤	مليون جنيه
القسمة الصافية	٢ر٣٤	٣ر٤	٤ر٩	٦ر٧	٧ر٤	مليون جنيه
انتاجية الفرد	٥١٦	٥٨٨	٧٣٣	٩٠٠	٩٢١	جنيها للفرد
العمــالة	١١ر٠٠	١٣ر٢	١٥ر٢	١٦ر٣	١٧ر٧	مليون جنيه
الأجور والمزايا العينية	٢ر١٤	٢ر٧	٣ر٣	٣ر٩	٤ر٣	مليون جنيه

وجميع منتجات المؤسسة المصرية العامة للمصانع الحربية .. وشركاتها
تحمل العلامة المعروفة  رمزاً للثقة والجودة
وتعبيراً عن الدقة المتناهية فى إفراج منتجاتها الى كافة الأسواق

الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية

إنطلاقة جديدة فى قطاع النقل البحرى

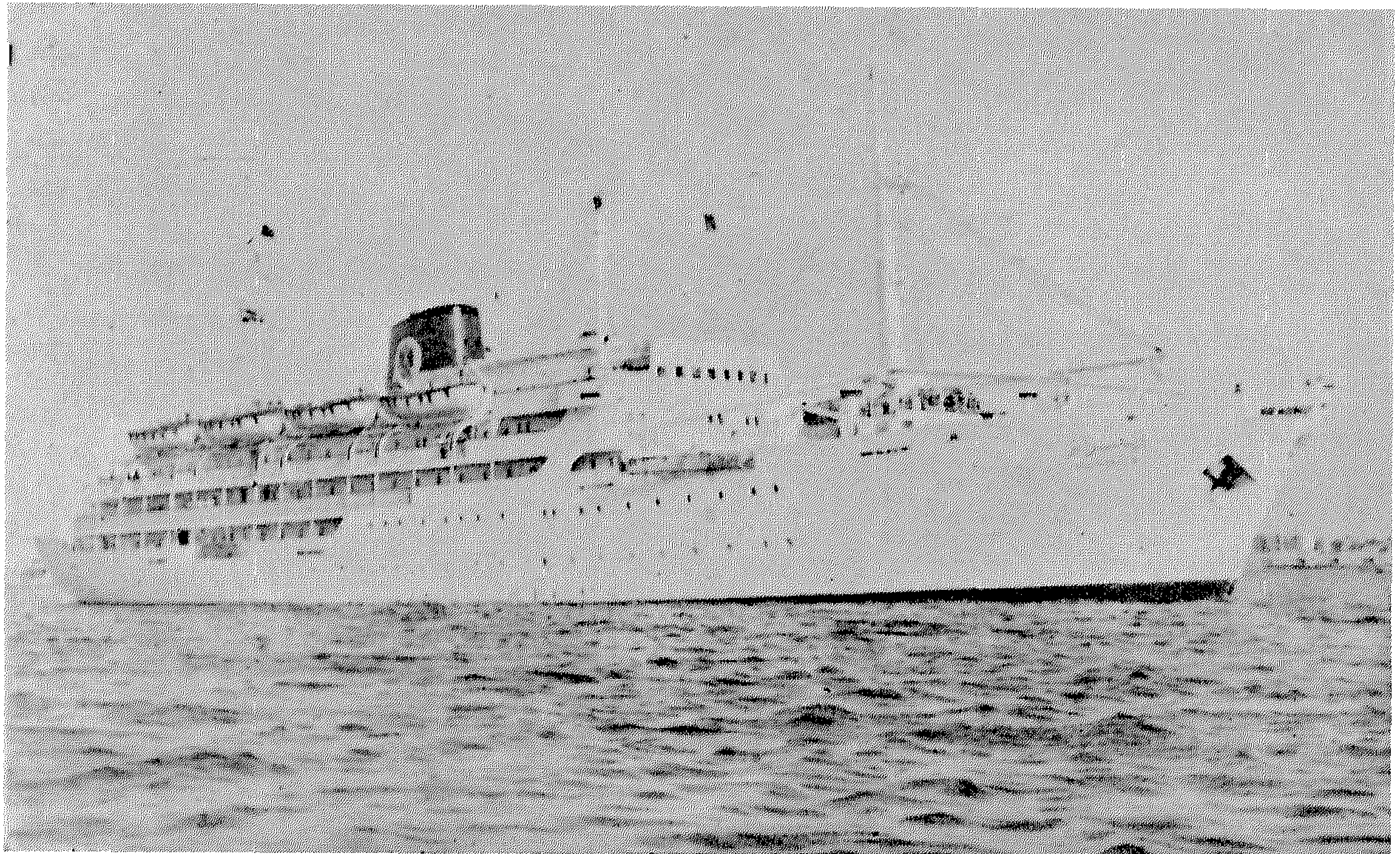
● **نصف مليون طن بضائع ٥٠٠,٠٠ ألف راكب الى جميع أنحاء العالم .**

● **دورها فى حرب اليمن ... وتوفير النقد الأجنبى للبلاد .**

الحديث عن قطاع النقل البحرى فى بلادنا .. حديث عن أشد مناطق الاستعمار تركيزا ، وعن أكثر صور الاستغلال بشاعة . فقبل ثورة يوليو ١٩٥٢ .. تركز الاستعمار فى قناة السويس .. كأهم ركيزة بالنسبة اليه ، وكنتيجة لسيطرته على هذا الشريان العالمى .. تحكم فى قطاع النقل البحرى كله . انتشرت شركاته تحتكر القطاع .. وتعمل على جمع المزيد من الربح .. دون النظر الى سواه ، وكشركات استعمارية .. كانت تعطى أولوية النقل .. للبضائع الأجنبية ولا يهمها أن تحصل على نوالين معقولة .. لأن ذلك سيخفض من أرباحها ، كما أنها لم تجعل الخدمة فى هذا القطاع عنوان تشجيع .. للشركات المماثلة فى دول العالم .. لأنه لم يكن يهمها أيضا .. أن تكتسب ثقة العملاء .. ما دامت تربح من داخل البلد .. الملايين .

ومع قيام الثورة .. بدأت الشركات الأجنبية المستغلة المحتكرة .. تنظر الى موقفها من جديد . بدأت ترسم أساليب جديدة .. لكنها فى النهاية كانت تشعر أن عمرها الذى ظنته طويلا .. آخذ فى القصر .. وانه بين يوم وليلة ستكون تحت يد الشعب .. الذى امتصت دمه طويلا . وبدأت سلسلة من عمليات تهريب النقد . وشاعت الفوضى فى القطاع الذى يخدم البلد أعظم الخدمات .. سواء من ناحية نقل صادراته أو وارداته ، أو توفير النقد الأجنبى الذى تحتاجه البلاد ، أو تقديم المعونات للدول الصديقة .. والشقيقة . وكان لا بد من تنظيم القطاع حتى نضمن خدماته .. وحتى نضمن العيش الكريم .. لأبناء الشعب العاملين فيه .

وقامت الشركات العربية .. برأس مال عربى .. بخبراء عرب . بعاملين عرب . لتهيمن على القطاع



البحرى وكانت الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية .. واحدة من كبرى هذه الشركات .

كلمة .. ضرورية

للحديث عن الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية .. يجب أن نقول كلمة ضرورية . صحيح هى سابقة على قيام الشركة .. ولكنها مع ذلك هامة . كنا قد أممنا قناة السويس .. لنضرب الاستعمار والاحتكار والاستغلال فى أعز ماديه .. وحتى تعود القناة الى أصحابها ، وثارت موجات الشك حول القناة .. وتسييرها . لكن القيادة العربية نجحت الى أبعد حد .. وأثبتت أنها قادرة على قيادة أمرها . وأثبت المهندس محمود يونس .. رئيس هيئة قناة السويس .. نجاحا اذهل دول العالم .. وحتى الأعداء منها . وكان لنجاح قناة السويس .. نتائج ضخمة . وكان هذا النجاح مقدمات لأشياء أخرى .. هى وجوب سيطرة الهيئة على قطاع النقل البحرى .. لتعطيه من نجاحها وتبعث فيه الثقة .. وتقوده الى الغاية المطلوبة .. ودخلت الشركة العربية المتحدة تحت لواء هيئة قناة السويس وواصلت السير . كانت هذه الكلمة ضرورية وواجبة .. فمجرد وجود شركة تحت قيادة قناة السويس الناجحة يعطيها ضمان النجاح .. حتى بلا حديث .. ولا تعريف ، ولذلك .. فان حديثنا عن الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية .. سيتناول فقط أعمالها .. دون الخوض فى تاريخها .. وأعمالها الكثيرة التى قامت بها وانتصاراتها فقد اتفقنا على ضمانها للنجاح .. لوجودها ضمن شركات هيئة قناة السويس .. تحت قيادة عربية اثبتت نجاحها المذهل .

أعمال الشركة

وفى نقط سريعة .. نركز أعمال الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية ..

- تقوم بنقل حوالى ٥٠ ألف راكب الى جميع أنحاء العالم .
- تقوم بنقل حوالى نصف مليون طن بضائع سنويا
- تقيم شبكة ملاحية ضخمة بين دول افريقيا النامية .
- قامت بدور فعال وهام فى حرب اليمن .. حيث نقلت معونة الجمهورية العربية المتحدة .. من سلاح .. وجنود ومؤن الى جمهورية اليمن الشقيقة .. فساندت الثورة .. حتى كتب لها النصر الكامل .
- استطاعت تحطيم الحصار الاقتصادى الذى ضرب حولنا بغية التأثير على انطلاقتنا الثورية .
- تحقق المزيد من النقد الأجنبى .. حيث يقوم أسطولها بنقل صادرات وواردات الجمهورية .

بعض التفصيل ..

وببعض التفصيل .. ومزيد من المعلومات .. نقدم أعمال الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية

١ ــ خطوط الركاب المنتظمة .. على خطين .

٢ ــ خطوط البضاعة .. على ثمانية خطوط بخلاف خط الملاحة المشترك العربى/الهندى الذى يربط موانى الجمهورية العربية المتحدة بالموانى الهندية مارا بموانى البحر الأحمر . وقد احتفل بافتتاح هذا الخط يوم الاربعاء ١٩٦٥/٢/١٧

٣ ــ نقل الحجاج .. وتقوم بنقل حجاج الجمهورية .. بجوار جميع حجاج الدول العربية من بلادهم الى الأراضى المقدسة خلال موسم الحج .

٤ ــ تقوم بنقل المواد البترولية الواردة من الكويت ورومانيا ، كما تقوم بنقل المواد البترولية من أماكن استخراجها الى السويس .. حيث معامل التكرير .. وذلك .. لما تمتلكه الشركة من أسطول تجارى ضخم ، يضم عددا من ناقلات البترول الكبيرة .

٥ ــ خالفت الشركة قانون البحار .. المعمول به عالميا .. من أجل تحقيق الاشتراكية بالنسبة للعاملين فيها ويعطى قانون البحار الحق للشركة أن تمتنع عن صرف مرتبات العاملين .. اذا تعطلت الباخرة التى يعملون عليها لكن الشركة .. خالفت هذا القانون وتصرف للعاملين فى بواخر نقل الحجاج .. مرتباتهم على مدار العام .. برغم أنهم يعملون ثلاثة اشهر فقط فى السنة .. هى موسم الحج . وتبلغ هذه المرتبات ٢٠٠ الف جنيه فى السنة حتى تضمن للعاملين حياة كريمة .. تفرضها اشتراكيتنا العربية التى تؤمن بحق الانسان فى حياة حرة كريمة .

وبعد ..

ان الحديث عن الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية .. هو حديث عن انتصارنا الذى انتشر فى شتى الميادين . وهو حديث عن القيادة العربية التى اثبتت نجاحها فى شتى المجالات .. وهو حديث عن دور قطاع النقل البحرى .. فى توفير الحياة الحرة الكريمة للعاملين فيه .. وهو أخيرا .. الدور الكبير الذى تلعبه الشركة فى توفير ما تحتاجه الدولة من النقد الأجنبى اللازم فى مرحلتنا الخطيرة التى نعيشها .. مرحلة الانطلاق .. الى الاشتراكية العربية الحقيقية .

نقل معبد عمدا

يعتبر معبد عمدا بالنوبة من أهم الاثار التى شيدها قدماء المصريين منذ أكثر من ثلاثة آلاف سنة فى عهد تحتمس الثالث وامينوفيس الثالث وتحتمس الرابع والذى أصبح مهددا من ارتفاع منسوب مياه النيل حيث يقع على مسافة ١٩٠ كيلو مترا جنوبى اسوان • أما زخرفة وبناء هذا المعبد فهى فريدة من نوعها بالنسبة للمعابد الاخرى بالنوبة • فقد أنشأ هذا المعبد ببلوكات ركبت بدون استعمال المونة •

والمعبد به صالة أعمدة مزخرفة بكتابات وصور محفورة على الحجر ولذلك أمكن فك صالة الاعمدة وتجزئتها وذلك كما أتبع ببقية المعابد الاخرى التى نقلت بعد تقطيعها أما الجزء الداخلى للمعبد فنقوشه الرائعة مرسومة على الجبس أو محفورة عليه مما تعذر معه نقل المعبد بعد تجزئته •

وللمحافظة على النقوش والزخارف التى يحويها هذا الجزء الداخلى من التلف أو الضياع استقرت الاراء على ضرورة نقل المعبد كتلة واحدة •

نقل المعبد دفعة واحدة :

اتفقت الاراء على نقل المعبد كتلة واحدة على قضبان عربات سكك حديدية الى مسافة ٢٦٠٠ متر والى منسوب أعلى من المنسوب الحالى بمقدار ٦٥ مترا وأستعمل لهذا الغرض عربات خاصة بلغت حمولة كل منها ١٠٠ طن عليها روافع هيدروليكية تكون خلال عملية النقل جهاز معلق يحفظ أفقية المعبد وذلك بالتعويض تلقائيا اختلاف مناسيب الطريق وهذه الروافع الهيدروليكية وعددها احدى عشر رافعة موزعة بحيث تكون ثلاثة مجاميع حاملة فيكون المعبد أثناء نقله مرتكزا على ثلاثة فقط لتوزيع ثقل المعبد (حوالى ٨٠٠ طن) على العربات ثم صب مجموعة كمرات متقاطعة من الخرسانة السابقة الاجهاد تحت جدران المعبد وكانت كل كمرة تصب على مرتين وذلك لتفادى أى انهيار قد يحدث تحت حوائط المعبد •

ونظرا لعدم تماسك حوائط المعبد حقنت جميع الفجوات الظاهرة فيها ثم عمل رباط افقى وآخر رأسى للمعبد لضمان تماسك الحوائط أثناء عملية النقل ، ثم صب الكمرات الحاملة فوق مجموعة الكمرات المتقاطعة السابق ذكرها وهذه الكمرات الحاملة تحمل بالفعل المعبد عن طريق مجموعة الكمرات المتقاطعة السابقة الاجهاد بواسطة علاقات من الصلب وطريق التحميل هذه كانت لها فائدتين : ـ

أولا ـ عدم الحفر الى عمق كبير تحت هذه الحوائط وذلك لامكان صب هذه الكمرات الحاملة •

ثانيا ـ عند وصول المعبد الى موقعه الجديد يمكن قطع هذه العلاقات الصلب واخراج هذه الكمرات الحاملة بعيدا عن المعبد وذلك مع عدم المساس بنقوش المعبد الدقيقة •

وعند الانتهاء من صب جميع الكمرات واجهادها تبدأ الروافع الاحدى عشر فى عملية رفع المعبد وعندئذ يمكن البدء بتحريك المعبد •

وتقوم بعملية الدفع روافع خاصة مزدوجة المفعول وهذه الروافع ترتكز على أربطة منبته على القضبان الحديدية وفى آخر كل دفعة تخلع الروافع الاربطة وتعيدها الى مكان بداية الدفعة الجديدة • تحرك هذه الروافع طلمبات هيدروليكية بضغط على القدرة العادية : ٤٠٠ كجم / سم ٣ تعطى ٥٠ طن لكل رافعة •

وحسب درجة الانحدار والمقاومة يمكن تشغيل رافعتين أو ثلاثة ومن ثم تكون السرعة متغيرة وتتراوح بين ٥ ، ١٠ متر بالساعة •

والوقت الذى يستغرقه وقف العمل تتراوح المسافة التى يمكن أن يقطعها المعبد يوميا بين ٣٠ ، ١٠٠ متر ولكن نظرا لان الطول الكلى للقضبان هو ١٥٠ م فان عملية فك واعادة تركيب القضبان أمام المعبد فقد حددت مسافة ٥٠ متر للمرحلة اليومية •

ويعتبر نقل معبد عمدا الى مسافة ٢٦٠٠ متر والى ارتفاع ٦٥ متر نجاحا عالميا فى هذا النوع الفريد من الفن العالمى • وينقل المعبد على ثلاث قضبان سكك حديدية تحتوى على منحنيات وانحدارات وارتفاعات مختلفة كما هو مبين بالرسم وتركب القضبان وتضبط على مسافة ١٥٠ متر ويتم فكها بعد مرور المعبد عليها وتنقل الى الامام ليعاد تركيبها من جديد •

أدنى منسوب للحفر حول المعبد ١٢٥ر٤٠ متر أى تحت منسوب مياه النيل فى شهر نوفمبر ـ ولهذا تقرر حفر خندق للصرف وبدء لسحب مياه الرشح •

وحيث آن منسوب الارض الطبيعية بجوار المعبد ١٢٧ فتقرر كذلك حماية منطقة العمل بواسطة سد رملى أقيم على منسوب أعلى من أقصى منسوب ينتظر أن تصل اليه المياه •

وبدأ العمل فى خلال شهرى يونيو ويوليو سنة ١٩٦٤ • وبسبب بعد موقع الاعمال داخل النوبة وعدم تيسير وسائل النقل لم يبدأ العمل بالفعل وعلى نطاق واسع الا فى حوالى نصف شهر سبتمبر سنة ١٩٦٤ •

وهذا وتم اجهاد الكمرات من الخرسانة سابقة الاجهاد فى أوائل شهر ديسمبر ورفع المعبد كتلة واحدة فى يوم ٧ ديسمبر دون أن تقع أى حوادث فى الجدران والنقوش وبدأ المعبد يتحرك لاول مرة يوم السبت ١٢ نوفمبر سنة ١٩٦٤ •

ووصل الى مكانه الحالى يوم الاحد ٢٨ فبراير سنة ١٩٦٥ •

الاحتكار الذي تحول الى قلعة اشتراكية في النهضة

- القصة الكاملة لأضخم شركة عربية لإنتاج علب التغليف والطباعة الراقية
- مطابع محرم الصناعية وزعت ٥٢ر٦٢ جنيها أرباحا لعمالها عام ١٩٦٣ - ١٩٦٤
- أولى الشركات السباقة .. في تطبيق الميثاق ... تطبيقا كاملا في ميادين الإنتاج .. والعمالة .. والخدمات الاجتماعية .. والصحية
- دور الشركة في توفير العملات الصعبة للبلاد ..

في هذه السطور القليلة نقدم بايجاز قصة أكبر شركة لصناعة علب التغليف وصناديق الكرتون المضلع وورق اللعب والمطبوعات الفنية ومرشحات السجاير في بلادنا .. انها قصة شركة مطابع محرم الصناعية ... ش . ع . م .

وبشهادة المسئولين فان النجاح الكبير الذى ينعكس من خلال اطار مجتمعنا الاشتراكى يرجع الى السياسة الاقتصادية التى اتبعتها المؤسسات الصناعية ومنها المؤسسة المصرية العامة للصناعات الكيماوية التى تتبعها شركة مطابع محرم الصناعية

وعلى هدى هذا التخطيط العلمى البناء الذى حددته نصوص ميثاقنا الوطنى .. تمضى شركة مطابع محرم الصناعية وهى احدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الكيماوية — فى طريقها بخطوات سريعة للمساهمة العملية فى بناء صرح نهضتنا الصناعية والاقتصادية لتحقيق مستقبل أسعد لأبناء الوطن العربى الكبير .

وقد زار مندوب مجلة جمعية المهندسين الشركة ليسجل بنفسه بعض الجوانب المضيئة والرسالة المشرفة التى تقوم بها الشركة .

وقد التقى مندوبنا بالسيد عبد المنعم طاهر رئيس مجلس الادارة والعضو المنتدب لشركة مطابع محرم الصناعية ... ليلتقط صورة صادقة للتطورات التى حققتها الشركة بفضل ثورتنا المجيدة وسأله متى تأسست الشركة ؟ فأجاب سيادته قائلا : الشركة التجارية المصرية (حاليا مطابع محرم الصناعية) تأسست فى مايو سنة ١٨٨٥

أما شركة مطابع محرم . فقد تأسست سنة ١٩٣٧ .. وفى عام ١٩٦٢ اندمجت شركة مطابع محرم فى الشركة التجارية المصرية تحت عنوان شركة مطابع محرم الصناعية ش . م . ع . وهى احدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الكيماوية . وكان رأس مال الشركة سنة ١٩٣٧ — ١١ الف جنيه أما الآن فهو ٨٠٩ر٣٦٩ الف جنيه وهو رأس مال الشركتين . والشركة مؤممة تأميما كاملا بموجب القانون رقم ٧٢ لسنة ١٩٦٣ .

وعدت أسأل سيادته عن الاعمال التى تقوم بها الشركة .. فأجاب سيادته قائلا : الشركة تنتج

(أ) صناديق الكرتون المضلع
(ب) ورق اللعب
(جـ) الورق المصمغ
(د) المطبوعات الفنية
(هـ) علب التغليف
(و) مرشحات السجاير

واستطرد قائلا : ان الانتاج عام ٦٠/٦١ = ٠٤٤ر٠٦٤ر١ ج أما فى ٦٣/٦٤ = ٩٩٨ر٧٩٢ر٢ ج

والعمالة ٦٠/٦١ = ٧٦٤ عاملا أما فى ٦٣/٦٤ = ١٣١٧ عاملا

مجموع الأجور ٦٠/٦١ = ١٢٨ر١٥٦ ج اما فى ٦٣/٦٤ = ٢٣٠ر٣٢٤ ج

المبيعات ٦٠/٦١ = ٢٣١ر٣١١ر١ ج أما فى ٦٣/٦٤ = ٧٤٨ر٧٩٤ر٢ ج

وحصة العاملين من الارباح عام ٦٣/٦٤ = ٥٢ر٦٢ جنيها

والشركة حريصة على رعاية العاملين بها اجتماعيا وماليا وما أن صدرت القوانين الاشتراكية المجيدة حتى ضاعفت الشركة جهودها وضاعفت الانتاج وزادت جهود الشركة مشكورة فالحقت العديد من عمالها فى حلقات دراسية ودورات تدريبية خارجية وداخلية ، كما تحاول الشركة فى الوقت نفسه بث الوعى الاشتراكى على حقيقته بين جميع العاملين بعقد الندوات التى يتحدث فيها القائمون على ادارة الشركة وممثلوا العاملين فى جميع القطاعات .

وبعد .. هذه صورة سريعة عن انتصار جديد .. يدخله العامل العربى .. وزيادة الانتاج .. تعتبر شهادة انتصار رائع لجهود الانسان العربى فى ظل الرئيس جمال عبد الناصر .

مجلة جمعية المهندسين .. تقدم هذا التحقيق .. عن

الشركة العربية المتحدة لإصلاح السفن

● دور الشركة فى ظل قيادتها الجديدة .. بعد تبعيتها الى هيئة قناة السويس .

● كيف وفرت العملات الصعبة للبلاد نتيجة اصلاح السفن التجارية والحربية فى ورشها ..

● كيف جلبت عملات صعبة نتيجة اصلاح السفن الأجنبية أيضا .

● كيف قامت ببناء المصانع والجرارات واللانشات والصنادل لخدمة اقتصادنا الوطنى .

هناك حقيقة تقول .. ان العمل الناجح يتحدث عن نفسه .. وهو عندما يتحدث .. لا يلجأ الى المانشيتات الضخمة .. ولا الى الألوان الصارخة .. انه عادة يتحدث فى هدوء .. هدوء الواثق .. والعمل عندما يكون واثقا .. يدع نتائجه تتحدث .. وحديث النتائج الناجحة .. لا يحتاج الى تغير .. انه يحتاج فقط الى تقديم .

وهذا التحقيق الذى تكتبه مجلة جمعية المهندسين عن (الشركة العربية المتحدة لاصلاح السفن) ليس حديثا للدعاية .. انما هو تقديم فقط .. هو تقديم فى دورها الجديد .. وادارتها الجديدة .. ونقول انه فقط تقديم .. لأنه عمل ناجح .. لايحتاج الى تفسير .. ويكفى أن نقول أن الشركة أصبحت تابعة لهيئة قناة السويس .. وهذا وحدة تقديم كاف .. وكبير للشركة .. فالمعنى المباشر لتبعية الشركة للهيئة .. هو انها ستأخذ دورا جديدا فى تاريخها .. وأهمية خاصة فى مجال عملها .. وبداية هذا الدور الجديد هو وجود قيادة جديدة .. تابعةمن هيئة قناة السويس **.. وقد أثبتت الهيئة منذ عام ١٩٥٦ .. عام تأميمها .. انها قادرة على صنع المعجزات . وبوضوح أكثر .. نقول .. أن أعمال الشركة تتركز فى هذه النقط :**

● القيام بجميع عمرات السفن التجارية والحربية واصلاحها والاشغال الميكانيكية والكهربائية البحرية .

● بناء الجرارات واللانشات والصنادل والمواعين بجميع أنواعها .

● عمل انشاءات وهياكل معدنية وصهاريج مستودعات وخزانات مختلفة .

ومما أقامته الشركة :

● مصنع التقطير لشركة السكر بالحوامدية .

● ساهمت بدور كبير فى اقامة مصنع السماد ومصنع كرافت بالسويس .

● اقامت أسطولا نهريا قوامه ٢٤ صندلا لنقل بضائع شركة السكر والتقطير .

● قامت ببناء بعض وحدات الجرارات واللانشات لمشروع السد العالى .

● من أهم **ما يقال عن جهود الشركة أن انتاجها** زاد بعد التأميم بنسبة ١٨٣٪ وزادت أجور العاملين بها بنسبة ٧٨٪ .

وبشهادة المسئولين أن النسبة الضخمة فى زيادة انتاج الشركة العربية لاصلاح السفن .. تعتبر شهادة انتصار رائعة لجهود العامل العربى فى ظل الرئيس جمال عبد الناصر .

شركة أطلس العامة للمقاولات

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة لمقاولات الإسكان والمباني العامة



تنقذ معبدي أبي سنبل ... أعظم آثار أجدادنا بالإشتراك مع الشركات الأجنبية العالمية ...

أضخم عمليات البناء في جمهوريتنا من مصانع وغيرها كسر الإحتكار في قطاع البناء من أجل مصلحة الجماهير

- أنشأت مساكن تهجير بلاد النوبة بكوم أمبو ، وهي من أكبر عمليات البناء التي شهدتها جمهوريتنا في السنوات الأخيرة
- قامت بإنشاء العمارات السكنية والمصانع في المحافظات وكان هذا لما عرف عنها من نجاح في كل ما وكل إليها من عمليات .. ومن المصانع التي أقامتها :
  - مصنع الخشب الحبيبي بالمنصورة
  - مصنع الصباغة والتجهيز بالمحلة الكبرى
  - مصنع بسترة الألبان بطنطا
  - مصنع السجاد الميكانيكي بدمنهور
- أقامت العمارات السكنية بالمطرية ، ومدينة نصر ، ومدينة الفنون ، عمارة القصر بميدان التحرير ، عمارة الشرق شارع ٢٦ يوليو ، عمارة برج الثغر بالإسكندرية
- ساهمت في إنشاء ميناء القاهرة الدولي بأعمال التكسيات والتشطيبات وأعمال نجارة العمارة والأثاث والزخرفة حتى أصبح تحفة فنية رائعة ...
- تمتلك الشركة أكبر مصنع للنجارة بالجمهورية يجري العمل فيه أوتوماتيكيا آليا بالمكابس الهيدروليكية التي تكبس ٤٠٠ ضلفة يوميًا ، هذا بجانب إنتاج الأرضيات الخشبية وخاصة الباركيه ونجارة الأثاث.
- دخلت الشركة ميدان صناعة الستائر المعدنية التي تضارع أرقى الأنواع المستوردة
- تمتلك أيضا مصنعا للبلاط والرخام مُعدًا بأحدث المكابس الأوتوماتيكية الميكانيكية وهي تنتج أجود أنواع البلاط اللوكس والموزايكو والإستيل كريت
- تمتلك أيضا أكبر مصانع الطوب التي يبلغ إنتاجها اليومي ٦٠ ألف طوبة وبه ماكينات ومكابس أوتوماتيكية وأفران هوفمان وخلاطات أوتوماتيكية
- شيدت حمام السباحة في فندق هيلتون .. وهو أروع وأفخم حمامات السباحة في الجمهورية العربية المتحدة .

الإدارة العامة : ٢٣ شارع قصر النيل بالقاهرة

تليفون : ٥٩٢٥٧ - ٥٩٨٧٦
٥٣٠٩٢

A MONOPOLY WHICH TURNED OUT TO BE A STRONGHOLD FOR SOCIALISM. STORY OF THE LARGEST ARAB CONCERN FOR PACKAGING AND HIGH LITHOGRAPHY.

A SUM OF £. 62052, IN THE FORM OF PROFITS, WAS EARMARKED FOR LABOURERS OF MOHARREM PRESS IN 1963/1964.

Moharrem Press is the first Firm to follow, in text and spirit, the stipulations of the National Charter in regard to production ... employment.. social services ... health scheme ...

How Moharrem Press contributed to acquire hard currencies for the Treasury ?

We shall try to give, in brief, the true story of the largest packaging Company in the U.A.R. namely Moharrem Press., a name which has acquired so far a worldwide fame for its production of Corrugated-Cardboard boxes, playing-cards, gummed-paper, cigarette filter-tips and last, but not least.. high lithography...

It is an avowed fact that the success achieved by the Public Sector, which comprises the Egyptian General Organization for Chemical Industries, is mainly attributed to the wise and preplanned economic policy followed by the said Public Sector within the scope of our Social policy.

Moharrem Press, which makes part of the Egyptian Organization for Chemical Industries, is an example.

As a matter of fact, this Company is actually giving her shart in the pressent economic and industrial resurrection of our Country.

Our reporter recently paid a visit to Moharrem Press, at Nouzha, Alexandria, to see on the spot the extent of progress achieved by the said Firm.

He was met by Mr. Abdel Moneim Taher, Chairman and Managing-Director of the Company, a young man in his fourties, full of enthusiasm and zealousness, who put under our eyes a true and convincing portrait of the success and development of the Company he is leading.

He told us that the Société Commerciale d'Egypte S.A.E. (which is now known as Société Industrielle Moharrem Press) was established in May 1885.

Moharrem Press proper, a Limited Liability Concern, was founded in 1937 on a very small scale.

In 1962, the two Companies were merged under the style.

"Société Industrielle Moharrem Press S.A.A." which is one of the Companies led by the Egyptian General Organization for Chemical Industries.

The Capital of Moharrem Press, which amounted, in 1937, to £ 11000, was gradually and constantly increased to reach £ 809369.

The Company was fully nationalized since the promulgation of Law No. 72 of 1963.

According to Mr. Taher, Moharrem Press produces the following items :

— Corrugated Cardboard boxes
— Gummed Paper
— High Lithography and printed packaging stuff
— Playing-cards
— Cigarette Filter-tips.

Speaking in figures, we give hereunder a comparative list showing the progress, not to say the leap, of production and employment since 1960/61:-

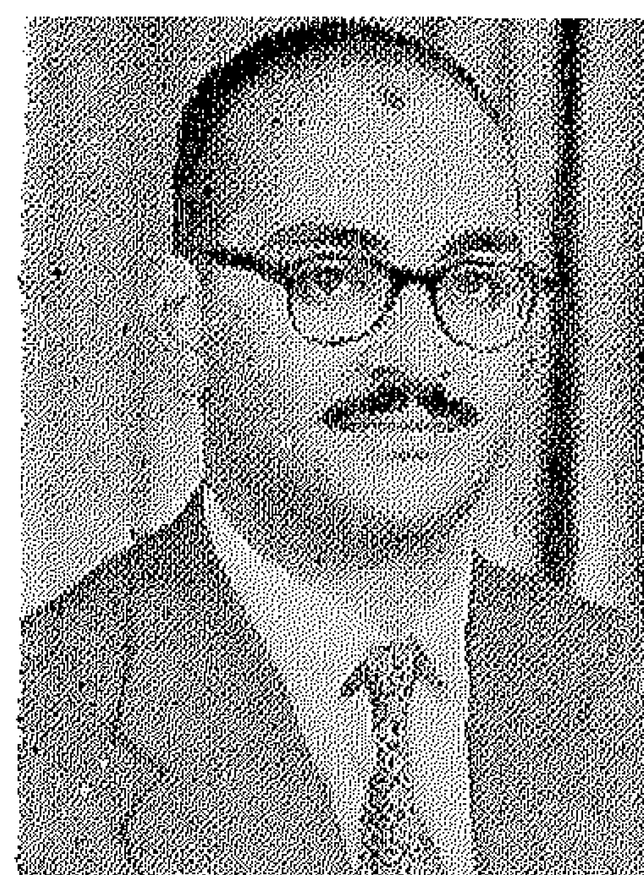
	1960/61	1963/64
production	£ 1064044	£ 2792998
manpower	764 Labourers	1317 labourers
wages	£ 156128	£ 324230
Sales	£ 1311231	£ 2794748
Labourers' share in Profits	£ 62052	

Tackling the social and welfare side, the Managing-Director of Moharrem Press modestly and simply aserted that Moharrem Press was, and still is, between the leading Firms in this field, specially since the putting in force of the Social Laws of 1961, the Company has doubled the efforts to raise the technical standard of the labourers and administrative Staff, delegating some of them abroad to acquire more technical and practical knowhow.

On the social side, the Company has spared no effort to raise the standard of the labourers, putting at their disposal all sorts of facilities and assistance to practice their favourite sports and social, as well as recreation acctivities, and in short, the Management of Moharrem Press has a deep-seated conviction that a labourer on their premises is to be treated as a member of a loving and understanding family ...

This is, at last, a very concise report on a flourishing industry which speaks for itself, and indicates the extent of progress attained by the Arab industry in this new era.

Dr. ADEL HELMY SALEM



— Lecturer in structural Engineering at Ain Shams University.
— B. Sc. (1st Class Honours) from Alexandria University in 1952.
— M. Sc. from Alexandria University in 1956.
— Ph. D. from Manchester Univerity in 1958.
— Worked with W.S. Atkins & Partners, Consulting Engineers in London for over a year. (1958-1959).
— Attained the Summer Institute at the Oklahoma State University in 1963.

Dr. MAHMOUD MOSTAFA GHONEIM



— B. Sc. (Distinction) Mech. Eng., 1946, Cairo University,
— Dr. Sc. Tech., 1952, Zurich University.
— Assistant Professor, Faculty of Engineering, Ain Shams University.

Synopsis of the Subjects Published in The Arabic Section

TOWARDS A BACTERIOLOGICAL STANDARD FOR DRINKING-WATERS, SWIMMINGPOOLS AND SAND-BEACHES

Dr. Raouf S. Moussa

Faculty of Engineering - University of Alexandria

An attempt is made to show some of the sanitary hazards associated with the consumption of drinking-waters and the dangers which may be attributed to bathing in polluted swimming-pools or sand-beaches.

A comprehensive bacteriological standard which may suit our conditions is presented. As with recent universal trends, the standard is essentially based on the MPN index of the coliforms and streptococci. Less emphasis is laid on the plate counts at 35° and 22° C, as well as on the **Clostridium welchii** test.

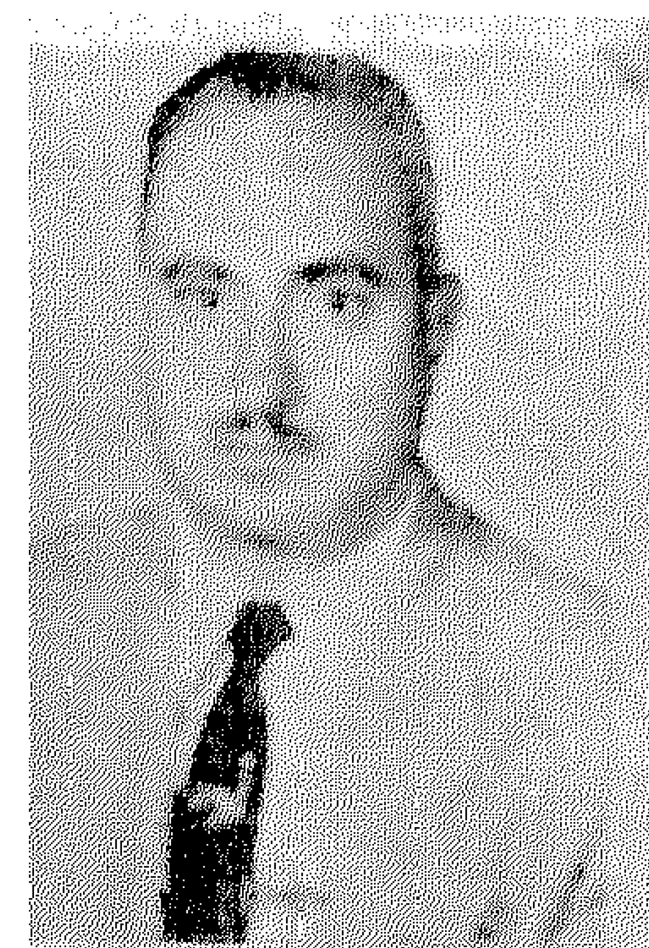
ABOUT THE AUTHORS

Dr. RAOUF S. MOUSSA



— B.Sc., Cairo University, 1952.
— Test. Bact. & Microbiol., Bristol Universty, 1954.
— Ph. D., Leeds University, 1956.
— Research worker in the National Research Center, 1957-1960 and lecturer in Faculty of Engineering, Alexandria University since 1960.

Dr. Mahmoud S. Abu Hussein



— B.Sc. (Dist), Cairo, 1945.
— D.I.C., Imperial College, London, 1948.
— Ph. D., London University, 1950.
— S.M. IEEE (New York).
— A.M. IEE (London).
— Preparatory Committee of the UN Conference on New Sources of Energies, Madrid, 1960.
— UN conference on New Sources of Energy, Rome, 1961.

Dr. MAHMOUD FOWZI ABD EL AZIZ



— B. Sc. (Mech. Eng.), 1947, Cairo University,
— M. Sc. (Mech. Eng.), 1951, Cairo University,
— Ph. D. (Mech. Eng.), 1956, London University,
— Diploma (Mech. Eng.), 1956, Battersea College, London.
— Assistant Professor, Faculty of Engineering, Giza.

the slopes of the lines themselves show the wide range overwhich flashover must be expected to occur. For insulation coordination; the lower positive Flashover voltages have to be used when determining the need for the provision protective equipment e.g. in the form of lightning arrestors, on the other hand, the higher negative voltages would serve to represent the highest overvoltages to which apparatus could be subjected in a substation.

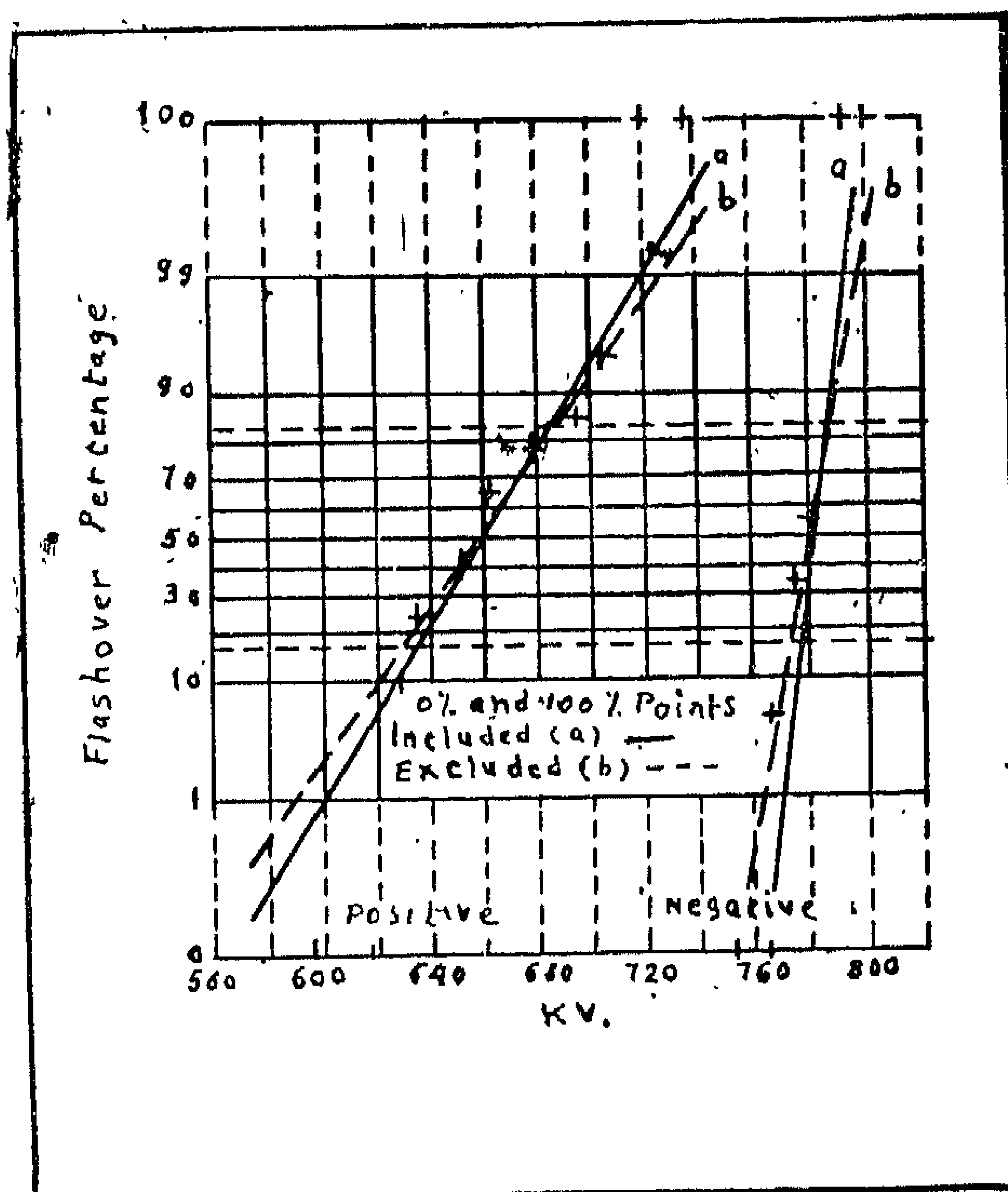


Fig. 4 Flashover voltage of 120 cm rod-rod gap (500/2500 miorossconds wave shape).

CONCLUSION AND FURTHER OUTLOOK

Insulation coordination under power frequency and lightning overvoltages is today clearly understood, and the remaining problems are largely of economic nature involving the principal question as to how far to proceed with the modern tendency to reduce withstand levels for high voltage apparatus in parallel with the constantly improving characteristics of lightning arrestors.

A considerable work has to be done, as indicated above, before satisfactory insulation coordination can be established for switching overvoltages. On the one hand methods will have to be perfected to reduce the amplitudes of switching overvoltages liable to be produced by the circuit breakers themselves. On the other hand , the breakdown characteristics of apparatus and of air clearances have to be determined and further information has to be collected on the amplitudes and wave shapes of the most severe switching overvoltages. This data is, so far, very limited and is world lacking.

BIBLIOGRAPHY

1) International Electrotechnical Commission, I.E.C., Document ,71.

2) International Electrotechnical Commission, I.E.C., Document 60.

3) International Electrotechnical Commission, I.E.C., Document 71 A.

4) Bazelyar, Brago and Stekolnikov, The Electrical Research Association, U.S.A.

5) CIGRE Study Committee No. 15 (Insulation coordination Committee Recommendations).

6) R.H. Golde, The Electrical Research Association, U.S.A.
(Fellow countrymen, members of the National Assembly :) ?

Under power-frequency conditions, the breakdown voltage of an element of high voltage equipment is characterised by its dry or wet breakdown values. For impulse voltages, the breakdown value of such apparatus differs for positive and negative polarities and with the amplitude or front steepness and, to a lesser degree, the tail duration of the voltage to which it is subjected. For under ground cables, successive application of two impulses of opposite polarity causes a reduction of the breakdown voltage below that due to a single impulse. Also, the flashover voltage of external insulation, as a transformer bushing, or the breakdown voltage of air clearances are to subject to statistical variation since their initiation depends on the acceleration of free electrons near one, usually the positive, high voltage terminal. The break down voltage also varies with altitude, the pollution of the insulator surface and the rain.

The impulse performance of the internal insulation of high voltage apparatus is described by its breakdown time-lag characteristics. External insulation has a strongly curved flashover time-lag curve. Therefore, flashover at one microsecond or less may occur at a voltage of twice as much or more than that applied at several microseconds.

The break down of solid and liquid insulation at one microsecond and less is taken as exceeding by at least 15 % its full wave withstand level and it is suggested that a ratio of 1.2 be adopted between the withstand level of an apparatus and the impulse protective level of its associated lightning arrestor (3) No equivalent information is available for the breakdown strength of equipment under switching overvoltages. No international agreement has so far been reached on the wave shape of a standard switching over voltage.

Prelimenary test results obtained with unidirectional test voltages show that the breakdown strength of large air clearances, a knowledge of which is basically required for substation design, varies considerably with the front duration of the applied test wave. As this duration increases, the breakdown voltage of a given test configuration decreases, reaches a minimum value for front lengths of the order of two hundred microseconds and then increases again slowly until it reaches the power frequency value. A series of Typical curves is given in Fig. 3 (4).

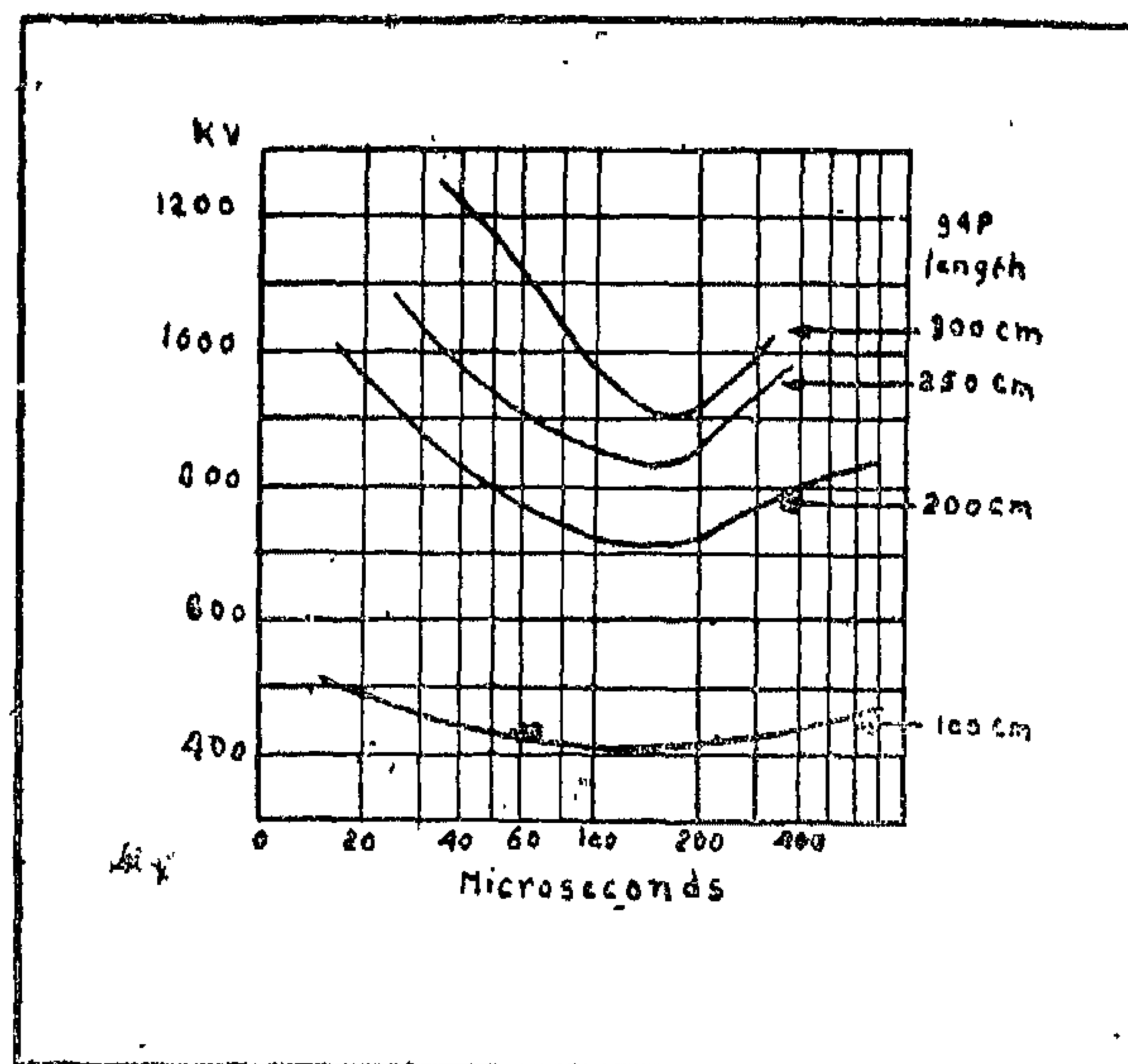


Fig. 3 Flashover voltage variation of rod-applied surge.

The extreme importance for insulation coordination purposes of the possibility of break down values below the corresponding power frequency figure should be keeny noted.

For air spaces, breakdown occurs almost always on the front or at the crest value of the applied voltage. Test on air spaces up to 1.2 m and on one type of pedstal insulator, specifying a unidirectional test wave of 500/2000 microseconds wave shape are internatiotionally recommended. (5) Fig. 4 shows typical test results (6) of a vertical rod-rod gap of 1.2 m spacing. These results, which are plotted on ordinary probability paper, represent the percentage of gap flashover obtained from ten successive shots of constant prespective crest voltage. The scatter of the points about the best fit lines indicates the statistical nature of the break down process in air, and

reasons why the relative importance of switching overvoltages increases as system voltages become higher.

Switching overvoltages are generated at the terminals of circuit breakers. If their front steepness is low they are subject to little reduction in crest value during their travel along an overhead line. A large part of an extended supply system may therefore, be subjected simultaneously to almost the same high overvoltage.

With 400 KV and 500 KV systems, switching overvoltages becomes an important problem. The question to be studied may be: to what extent switching overvoltages replace lightning over-voltages as the basis on which an effective insulation co-ordination for E.H.V. system is established.

When the circuit conditions involved in a switching operation are accurately known, the basic wave shapes of the resulting switching surges can be calculated or at least derived with reasonable accuracy. But, their maximum amplitudes are greatly affected by the number and time sequence of prestrikes and restrikes in the circuit breakers used.

The development of the network analyser of the miniature (or-scale model) type has made it possible to study a great variety of circuit breaker operations. But the results obtained depend on the number of components used to simulate the distributed constants of long transmission lines, their equipments and the number and time sequence of artificial prestrikes or restrikes assumed.

Network analyser studies have thus led to very high theoritical overvoltage factors which are not often confirmed by operational practice. The need for recording overvoltages under practical working conditions is thus increasing and some devices have been made for the purpose. These show that the wave shapes of switching overvoltages are extremely varied. (Fig. 2).

When a line is being energised from a bu sbar system, a unidirectional changing voltage is transmitted along the line of a wave front of a less than one microsecond. On meeting a terminal transformer the amplitude and wave front of this surge voltage are doubled Also if two poles of the circuit breaker are closed within a time interval of a few microseconds, serious lire to line overvoltages can arise across the terminals of a transformer connected to the end of the line.

Most other switching operations produce oscillatory overvoltages which may be of very complex wave shape. The frequencies may cover a range from megacycles to a few tens of cycles.

BREAKDOWN STRENGTH AND AIR CLEARANCES

Insulation coordination, in terms of engineering practice, demands that: The withstand strength of high voltage apparatus exceeds by a given saftey margin the operating voltage of the overvoltage protective devices installed. This condition must be fulfilled for every type of overvoltage. Standard testing techniques for power frequency and impulse testing are specified internationally. (2)

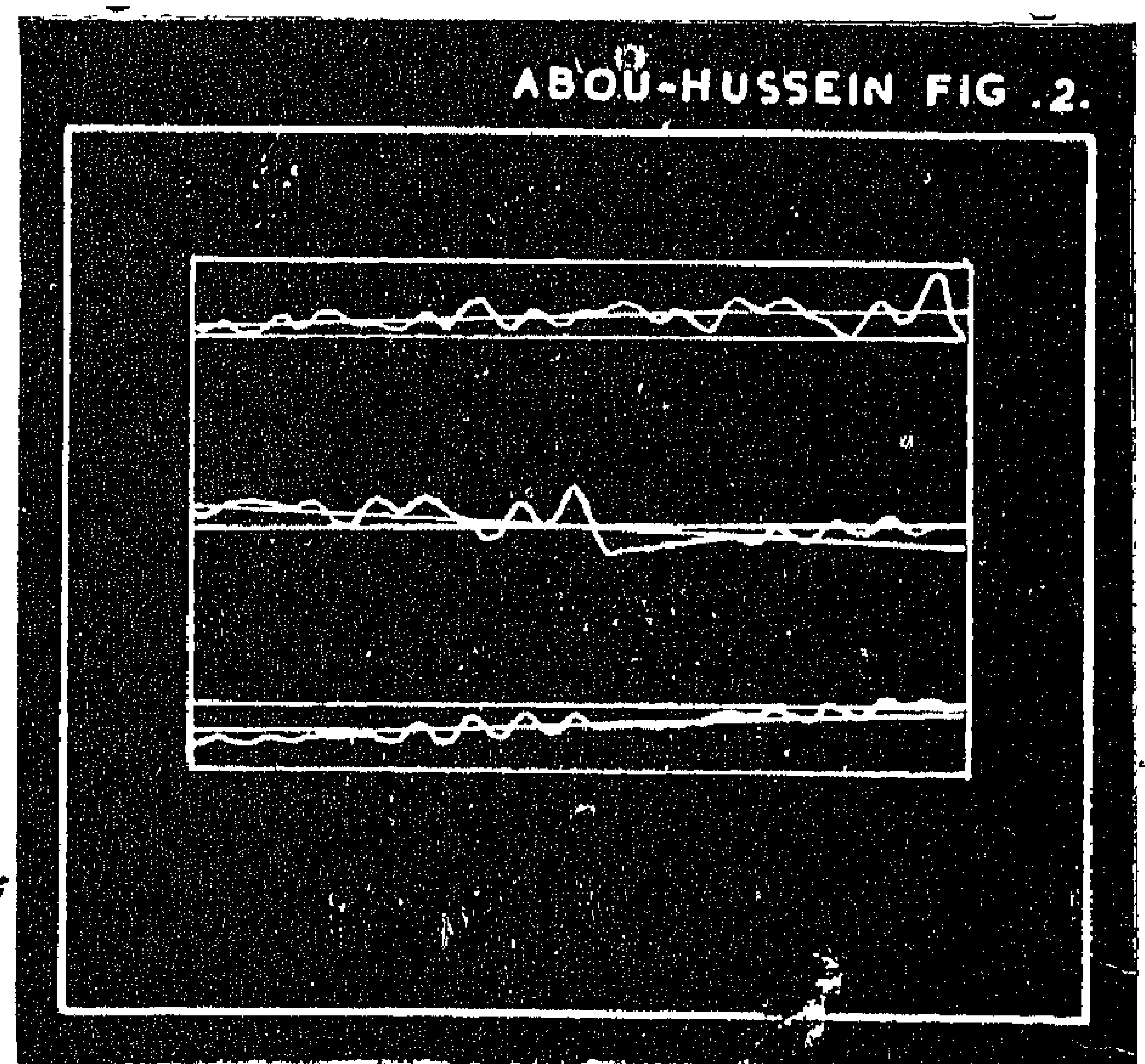


Fig. 2 Section of records shows switching on of an auto transformer feeder.

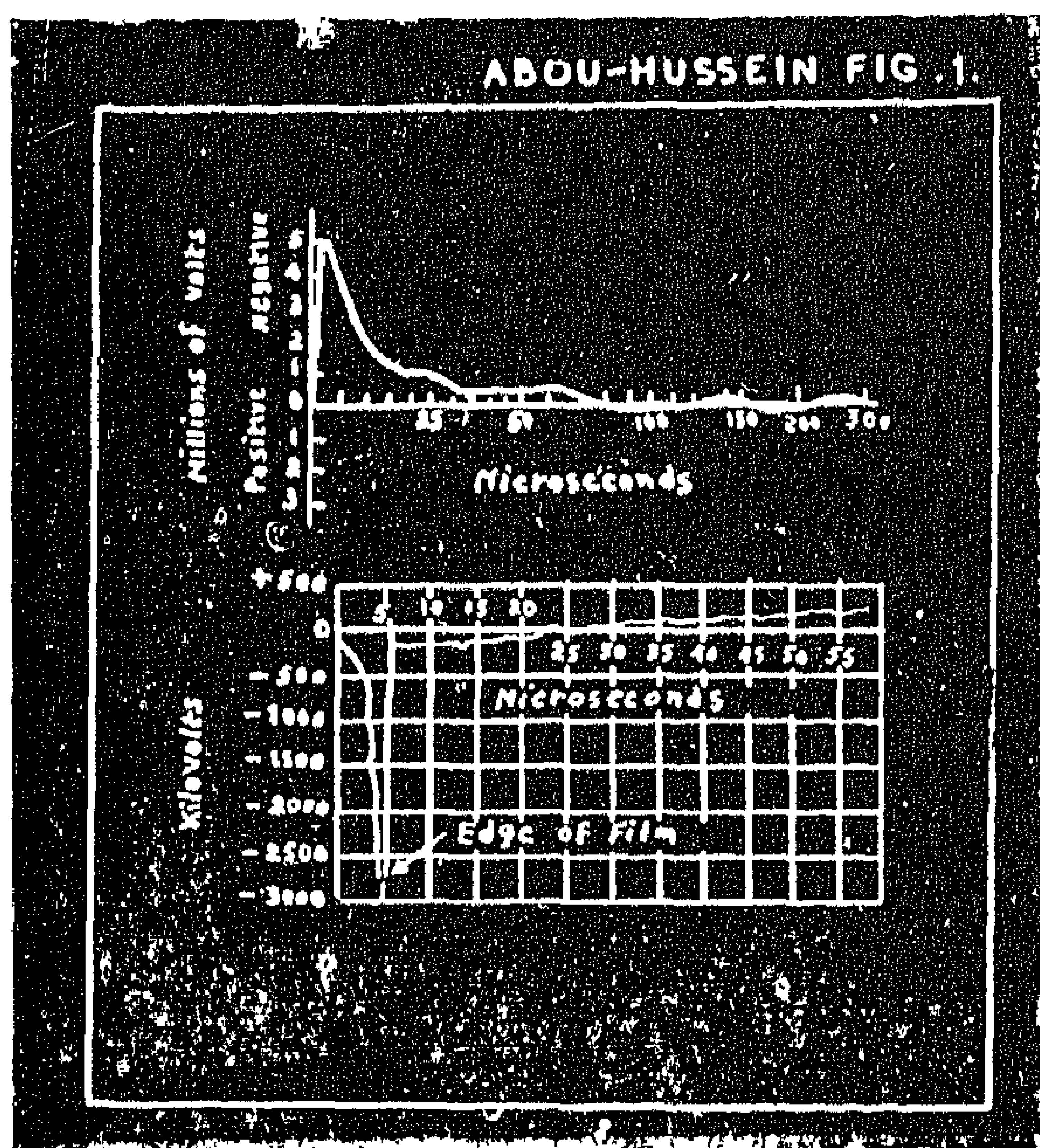


Fig. 1 Oscillograms of lightining surges; top, full wave surge recorded on a 110 KV line, bottom, chopped surge recorded on a 220 KV aire.

LIGHTNING OVERVOLTAGES

On E.H.V. systems, flashover or breakdown of electrical equipment due to lightning can only be caused by a direct stroke to an overhead line or substation. Lightning may strike a line conductor, a tower or an earth wire which has the purpose of discharging, harmlessly, to earth the lightning discharge.

However, an earth wire has a limited shielding effect because if the tower footing resisance or the tower hight exceeds a limiting value, The earth wire potential can be raised to a value that exceeds the insulation level of the line. In these cases the so called « back flash over » takes place to one or more phase conductors.

Three factors of overvoltages may be considered to affect insulation co-ordination of the line. These are: their amplitude, their wave shape and their frequency.

— i — **The Amplitude of a lightning surge :**

This, whether due to a direct stroke or back flashover is mainly fixed by the amplitude of the lightning current and is only limited by the impulse flashover voltage of the line insulation.

On E.H.V. lines this insulation level increases less than in proportion to the system voltage, and the same applies, therefore, to the highest lightning surges liable to arise on such lines.

— ii — **The wave shapes of these surges :**

These are invaraiably undirectional and can be described by their front length, which varies from a fraction of a micro second to about ten microseconds, and by the tail length, which for a full surge, lasts several tens of microseconds but may be chopped as a result of flash over to earth after one or two microseconds.

Oscillograms of a typical full wave and a chopped lightning surge are shown in Fig. 1.

— iii — **The frequency of lightning occurence :**

It is a function of the number of lightning strokes to earth in the area and the hight of the line above ground.

Lightning surges, when propagated along the overhead line undergo a rapid reduction in their amplitude and to a smaller extent, their front steepness as a result of corona losses.

It follows that a single lightning surge on an E.H.V. line is unlikely to overstress the insulation of more than one substation and these stresses can normally be further reduced by proper earth wire protection over one or two miles in front of such a substation.

SWITCHING OVERVOLTAGES :

They are the result of sudden changes in circuit conditions by switching operations. The amplitude of switching overvoltages are likely to be proportional of the voltages of the supply system concerned. This is one of the

CO-ORDINATION OF INSULATION ON EHV TRANSMISSION LINES

by

M.S.M. ABOU-HUSSEIN

B. Sc., Ph. D. D.I.C., A.M. IEE, S.M. IEEE

Assist. Prof., Faculty of Engineering, Giza

The high dam 500 KV line is one of the E.H.V. transmission lines in the world. The weakest scetion of any line design is normally its insulators. The paper explains how the insulation co-ordination of such E.H.V. under power frequencies and lightning overvoltages is mainly an economical problem involving the principal question «as to how for to proceed with modern tendency to reduce withstand levels for high voltage apparatus in parallel with the constantly improving characteristics of lightning anestors».

Sources of overvoltages are discussed and some universal lightning-surges oscillogams are added.

INTRODUCTION :

The most frequent causes of supply interuption in H.V. transmission lines are overvoltages. These can be of atmospheric origin, i.e. due to lightning, or can be generated within the system itself by switching operations. On E.H.V. systems, lightning overvoltages are known to be responsible for the bulk of supply interruptions. Knowledge of switching overvoltages which has been gained by studies on lower voltage systems has been successfully applied to the design of modern E.H.V. transmission systems with the result that flashover or breakdown of insulation by switching surges has been largely avoided. Howevr, improvements in surge protective device and the consequent trend towards reduced insulation levels of apparatus has focused attention on the switching surge breakdown strength of such equipment.

The great majority of supply interruptions are closely related to electrical clearances and insulation levels of overhead line insulators and of substation apparatus. Such insulation is expensive, and the design of a transmission system, therefore, requires an economical assessment to be made of **the capital expen**diture for equipment of a given level of insu**lation on the one hand and of the cost of supply interruptions on the other.** The technical aspect of this assessment may be called insulation coordination which may be said to embrace (1) the steps taken to prevent damage to electrical equipment due to overvoltages and to localise flash overs, when they cannot be economically prevented, to points where they will cause no damage.

Lightning and switching overvoltages have different characteristics and affect the components of a transmission system in different ways. They must, therefore, be examined separately.

$$\frac{V_2 l \sin\phi}{k} = 6\frac{k_1}{k} r_2(\theta_2 + r_2 \frac{\delta_2}{l}) \cdots \qquad \cdots \text{(iv)}$$

Σ Moments about B=0

$$(n - \frac{\pi^2\rho'}{n} + 6\frac{k_1}{k})\theta_1 - 0\theta_2 + 6\frac{k_1}{k} r_1 \frac{\delta_1}{l} - \frac{m}{2}\cdot\frac{V_1 l \sin\phi}{k} = 0 \cdots \qquad \cdots \text{(v)}$$

Σ Moments about C = 0

$$-0\theta_1 + (n - \frac{\pi^2\rho'}{n} + 6\frac{k_1}{k})\theta_2 + 6\frac{k_1}{k} r_2 \cdot \frac{\delta_2}{l} - (\frac{m}{2} + \frac{1}{n})\cdot\frac{V_1 l \sin\phi}{k} - \frac{1}{n}\cdot\frac{V_2 l \sin\phi}{k} = 0 \qquad \text{(vi)}$$

Eliminating $\theta_1, \theta_2, \frac{\delta_1}{l}, \frac{\delta_2}{l}, \frac{V_1 l \sin\phi}{k}$ & $\frac{V_2 l \sin\phi}{k}$ from the above equations we get:

$$\left[n - \frac{\pi^2\rho'}{n} + 6\frac{k_1}{k}(1+\frac{1}{2n})(1-\frac{m}{4})\right]\cdot\left\{\left[n - \frac{\pi^2\rho'}{n} + 6\frac{k_1}{k}(1+\frac{m}{2})\right] - 6\frac{k_1}{k}(\frac{1}{n} + \frac{m}{2n})\right\} +$$

$$0\left\{\left[-0 + 6\frac{k_1}{k}(\frac{m}{2} + \frac{1}{n})\right] - 3\frac{k_1}{k}(1+\frac{1}{2n})\left[(\frac{m}{2} + \frac{1}{n}) - 6\frac{k_1}{k}\cdot\frac{(m-1)}{\pi^2\rho'}\right] -\right.$$

$$\left. 6\frac{k_1}{k}\cdot\frac{1}{n}\left[(\frac{m}{2} + \frac{1}{n}) + 3\frac{k_1}{k}(1+\frac{1}{2n})\frac{(m-1)}{\pi^2\rho'}\right]\right\} = 0 \qquad \cdots \text{IV}$$

which is the euqation of the critical load. For the special case when $\frac{k_1}{k} = \infty$, the equation reduced to:

$$(1+\frac{1}{2n})(2+\frac{1}{\rho'})(1-\frac{1}{n}) = 0$$

The first term gives the critical load of the lower storey and vanishes at $\rho' = 0.342$.

The second term gives the critical load of the medium storey and vanishes at $\rho' = 1.094$.

The third term gives the critical load of the upper storey and vanishes at $\rho' = 2.046$.

N.B. Various cases have been solved but not shown here due to short of space; the author will be pleased for any further information.

* * *

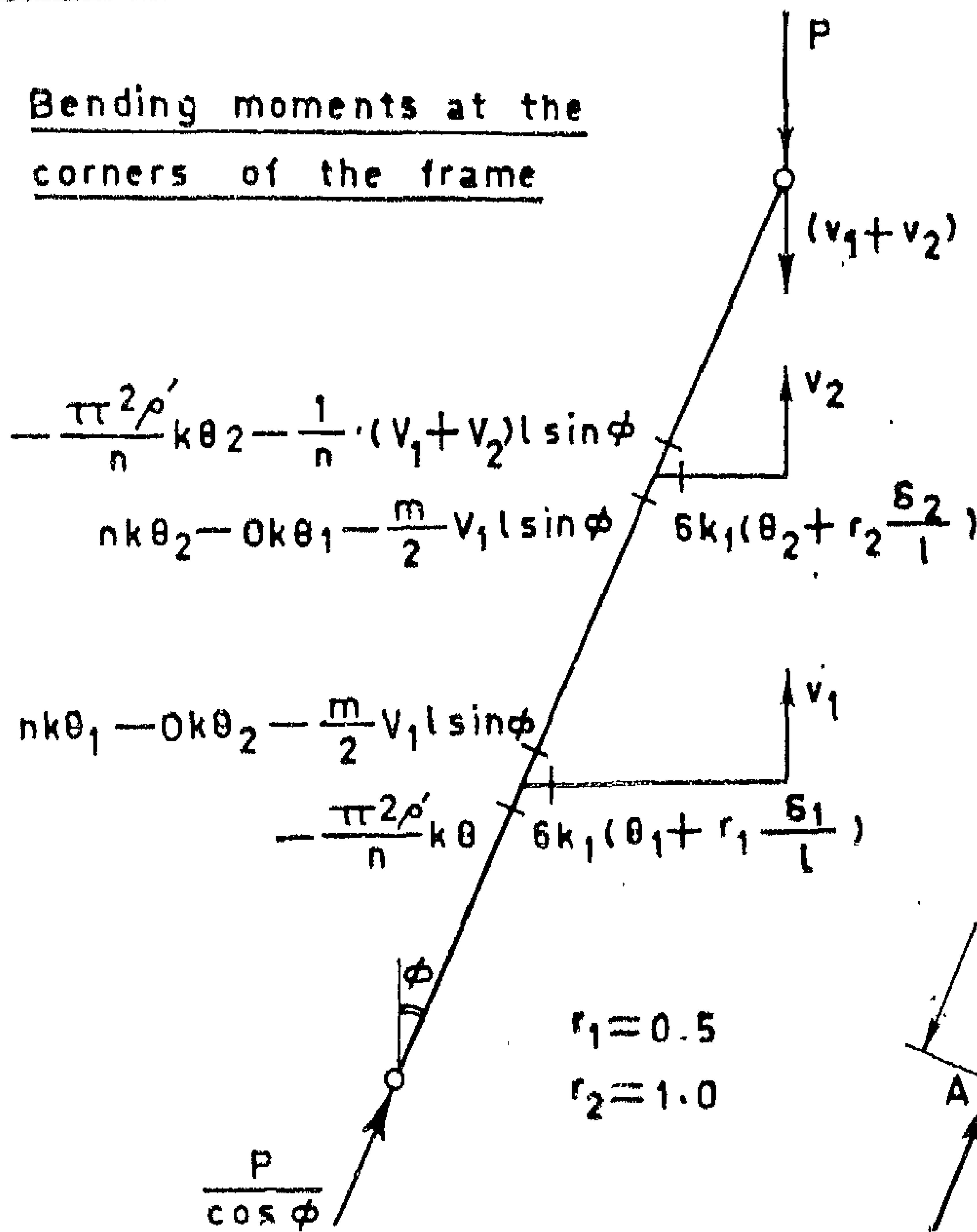
$$\left[1 - r_1 \frac{m}{2} + \frac{r_1 r_2 o(m-1)}{(1+r_2 \frac{m}{2})\pi^2 \rho'}\right] \cdot \frac{\delta_1}{l} = \left[1 + r_2 \frac{m}{2} + \frac{r_2 (r_2 n - \pi^2 \rho' \sin^2 \phi)(m-1)}{(1+r_2 \frac{m}{2})\pi^2 \rho'}\right] \cdot \frac{\delta_2}{l} \quad \text{(iv)}$$

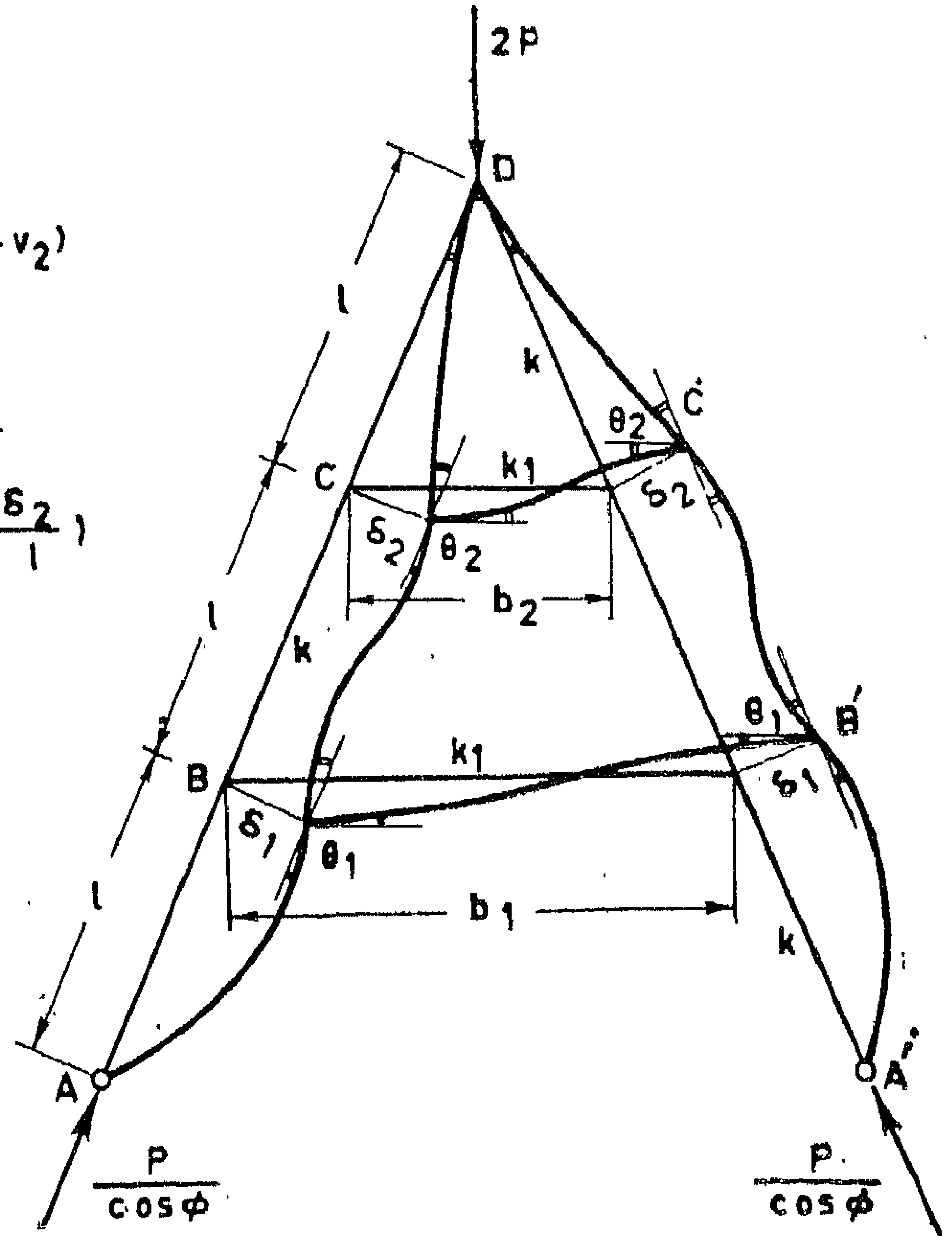
Eliminating $\frac{\delta_1}{l}$ & $\frac{\delta_2}{l}$ from equatins (iii) & (iv) and reducing the result we get;

$$\left\{\left[1 + r_2 (\sin^2 \phi + \cos^2 \phi \cdot m + \frac{r_2}{\delta'})\right] + (1 + \frac{r_1 r_2}{\delta''}) \left[\frac{r_1 \cos^2 \phi (1-n)}{(1+r_1)(r_1+n)}\right]\right\} = 0 \quad \ldots \quad \ldots \quad \text{III}$$

which is the equation for the criticl load. For the case of a triangulated frame i.e. $r_1 = 1.00$ and $r_2 = \infty$, the equation reduces to $(1+n) = 0$ which is satisfied at $\rho' = 0.417$

Appendix . 4





$$\frac{\delta_1}{l} = \frac{1}{n} \theta_1 \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \text{(i)}$$

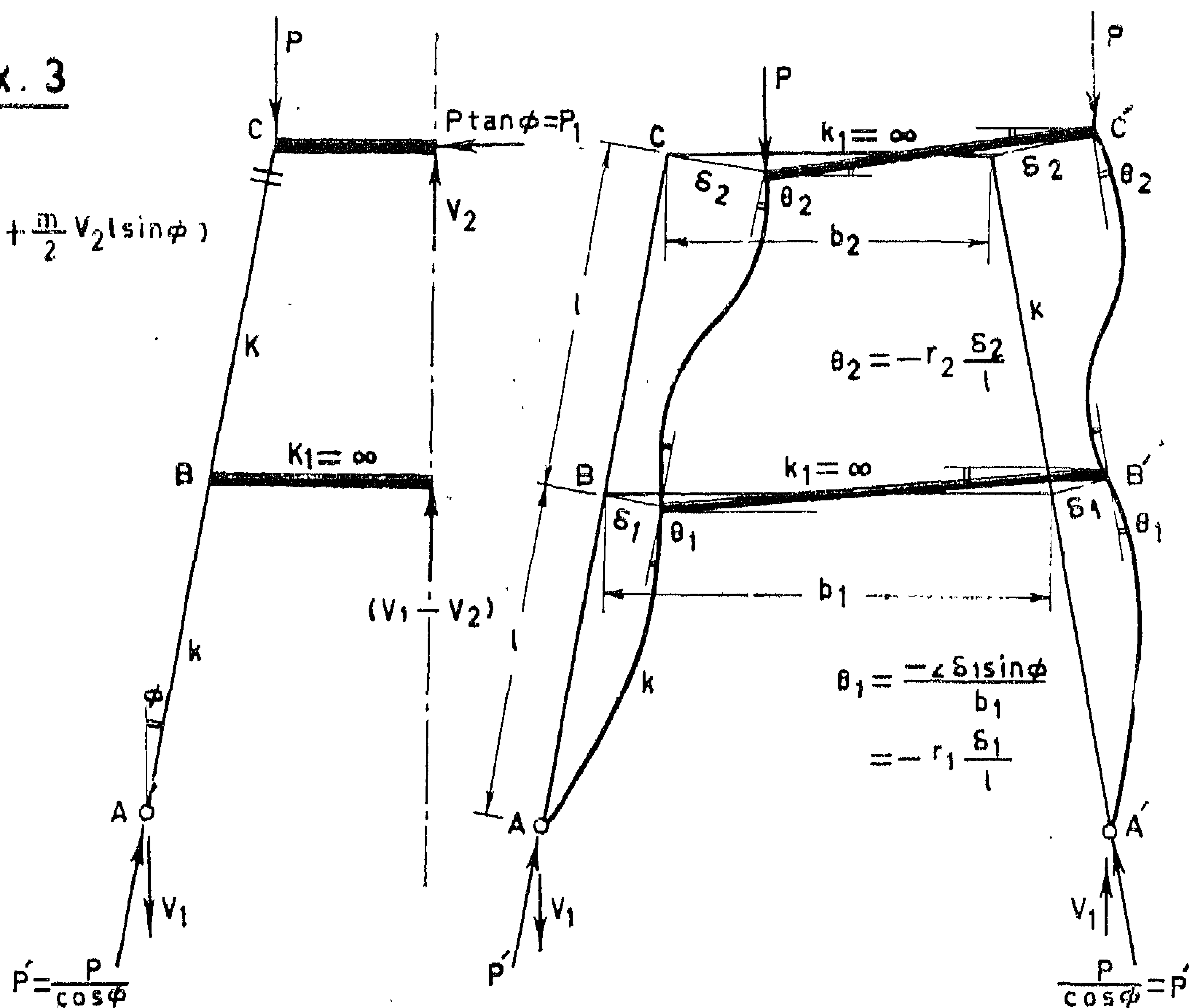
$$\frac{\delta_2}{l} = \frac{\delta_1}{l} + \frac{\delta_{1-2}}{l} = \frac{\delta_1}{l} + \left[\frac{m}{2}(\theta_1+\theta_2) + \frac{(m-1)}{\pi^2 \rho'} \cdot \frac{V_1 l \sin\phi}{k}\right] \quad \ldots \quad \ldots \quad \text{(ii)}$$

$$\frac{V_1 l \sin\phi}{k} = 6 \frac{k_1}{k} r_1 (\theta_1 + r_1 \frac{\delta_1}{l}) \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \text{(iii)}$$

Appendix. 3

$M_{CB} =$

$= (nk\theta_2 - 0k\theta_1 + \frac{m}{2} V_2 l \sin\phi)$



Taking moments about A for the frame as a whole we get ;

$$2P\delta_2 \cos\phi - V_1(b_1 + 2l\sin\phi) = 0$$

$$\therefore \frac{V_1 l \sin\phi}{k} = \frac{r_1 \cos^2\phi\, \pi^2 \rho'}{(1+r_1)} \cdot \frac{\delta_2}{l} \qquad \dots \text{(i)}$$

Consider part CC':

$$2M_{CC'} - V_2 b_2 - P\tan\phi \cdot 2\delta_2 \sin\phi = 0$$

$$\therefore \frac{V_2 l \sin\phi}{k} = -\frac{r_1 r_2 0}{(1+\frac{m}{2} r_2)} \cdot \frac{\delta_1}{l} + \frac{r_2(r_2 n - \sin^2\phi\, \pi^2 \rho')}{(1+\frac{m}{2} r_2)} \cdot \frac{\delta_2}{l} \qquad \dots \text{(ii)}$$

$\frac{\delta_1}{l} = \frac{\theta_1}{n} - \frac{(1-n)}{n\pi^2\rho'} \cdot \frac{V_1 l \sin\phi}{k}$ and by substituting for $\theta_1 = -r_1 \frac{\delta_1}{l}$

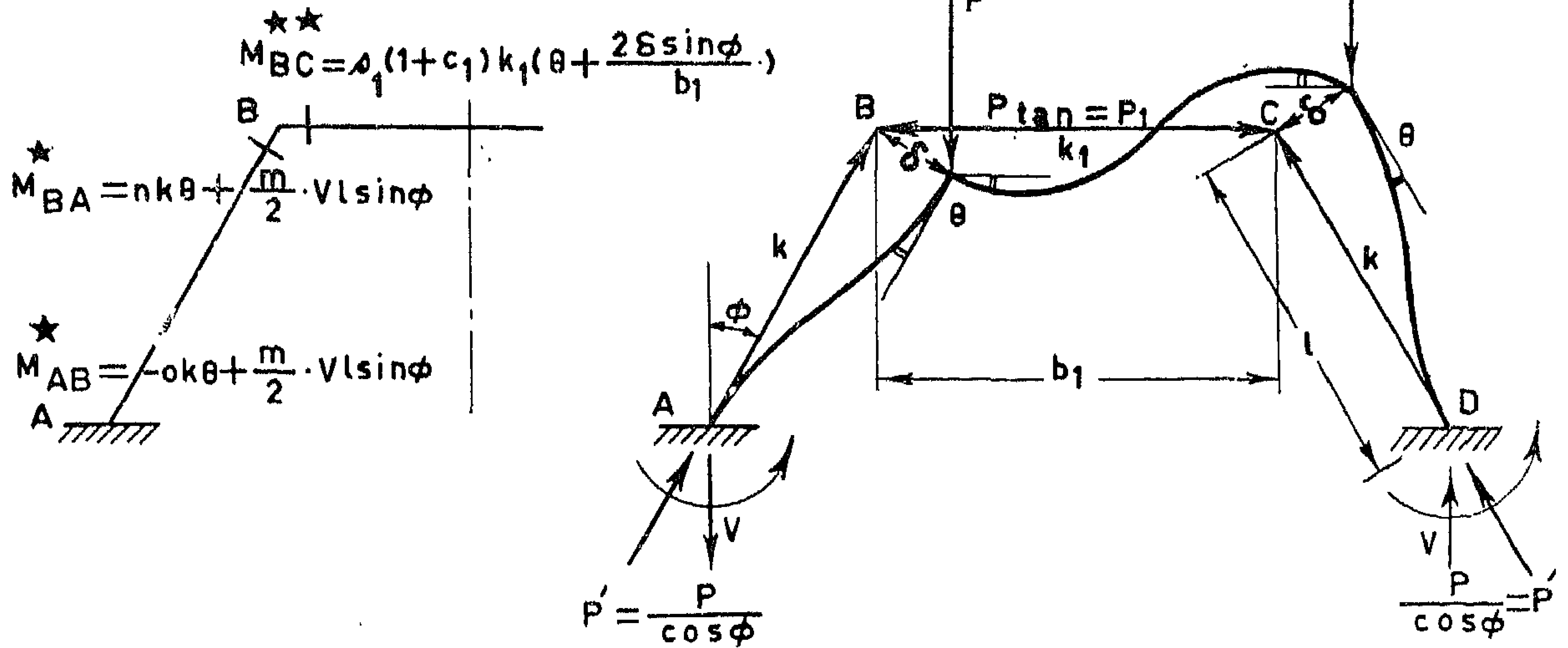
& for V_1 its value from equation (i) we get ;

$$\frac{\delta_1}{l} = -\frac{r_1 \cos^2\phi\,(1-n)}{(1+r_1)(r_1+n)} \cdot \frac{\delta_2}{l} \qquad \dots \text{(iii)}$$

$$\frac{\delta_2}{l} = \frac{\delta_1}{l} + \frac{\delta_{1-2}}{l} = \frac{\delta_1}{l} + \left[\frac{m}{2}(\theta_1 + \theta_2) - \frac{(m-1)}{\pi^2 \rho'} \cdot \frac{V_2 l \sin\phi}{k}\right]$$

and by substituting for θ^s, V_1 & V_2 their values from above we get .

Appendix. 2



★Moment due to no shear sway + Moment due to pure shear sway

★★Moment due to equal rotations of ends B&C.

Taking moments about A:

$\therefore -M_{AB} - M_{DC} + 2P\,\delta\cos\phi - V(b_1 + 2l\sin\phi) = 0$ and this gives

$$\frac{Vl\sin\phi}{k} = \frac{r_1\left(\cos^2\phi\ \pi^2\rho'\frac{\delta}{l} - o\theta\right)}{\left[1 + r_1(1 - \frac{m}{2})\right]} \qquad \dots \quad (i)$$

$\frac{\delta}{l}$ = Component of deflection due to no shear sway + component due to pure shear sway

$$\frac{\delta}{l} = \left[\frac{m}{2}\cdot\theta - \frac{(m-1)}{\pi^2\rho'}\cdot\frac{Vl\sin\phi}{k}\right] \qquad \dots \quad (ii)$$

ΣMoments about B = zero,

$$\therefore n\theta + \frac{m}{2}\cdot\frac{Vl\sin\phi}{k} + \mathcal{S}_1(1+c_1)\frac{k_1}{k}(\theta + r_1\frac{\delta}{l}) = 0 \qquad \dots \quad (iii)$$

Eliminating θ, $\frac{\delta}{l}$ & $\frac{Vl\sin\phi}{k}$ from equations (i), (ii) & (iii) we get the equation for the critical load.

$$n - r_1\sin^2\phi(1-n) + \mathcal{S}_1(1+c_1)\frac{k_1}{k}\left[1 + r_1(\sin^2\phi + \cos^2\phi\cdot m + \frac{r_1}{\mathcal{S}''})\right] = 0 \qquad \dots \quad II.$$

When $\phi = 0$, the terms containing r_1 will vanish and the equation reduces to that of a fixed base rectangular frame.

When ϕ is negative r_1 will be negative and the axial force in beam BC will be tension.

Appendix.1

$$M^{**}_{BC} = \Delta_1 (1+c_1) k_1 \left(\theta + \frac{2\delta \sin\phi}{b_1}\right)$$

$$M^{*}_{BA} = -\frac{\pi^2 \rho'}{n} k\theta + \frac{1}{n} \cdot Vl\sin\phi$$

*Moment due to no-shear sway + Moment due to pure shear sway

**Moment due to equal rotations of ends B & C.

Taking moments about A:

$2P\,\delta\cos\phi - V(b_1 + 2l\sin\phi) = 0$ and this gives $\dfrac{Vl\sin\phi}{k} = \dfrac{r_1 \cos^2\phi\, \pi^2 \rho' \cdot \frac{\delta}{l}}{(1+r_1)}$ .... (i)

$\frac{\delta}{l}$ = Component of deflection due to no-shear sway

+ component due to pure shear sway

$$\frac{\delta}{l} = \left[\frac{\theta}{n} - \frac{(1-n)}{n\pi^2\rho'} \cdot \frac{Vl\sin\phi}{k}\right] \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \text{(ii)}$$

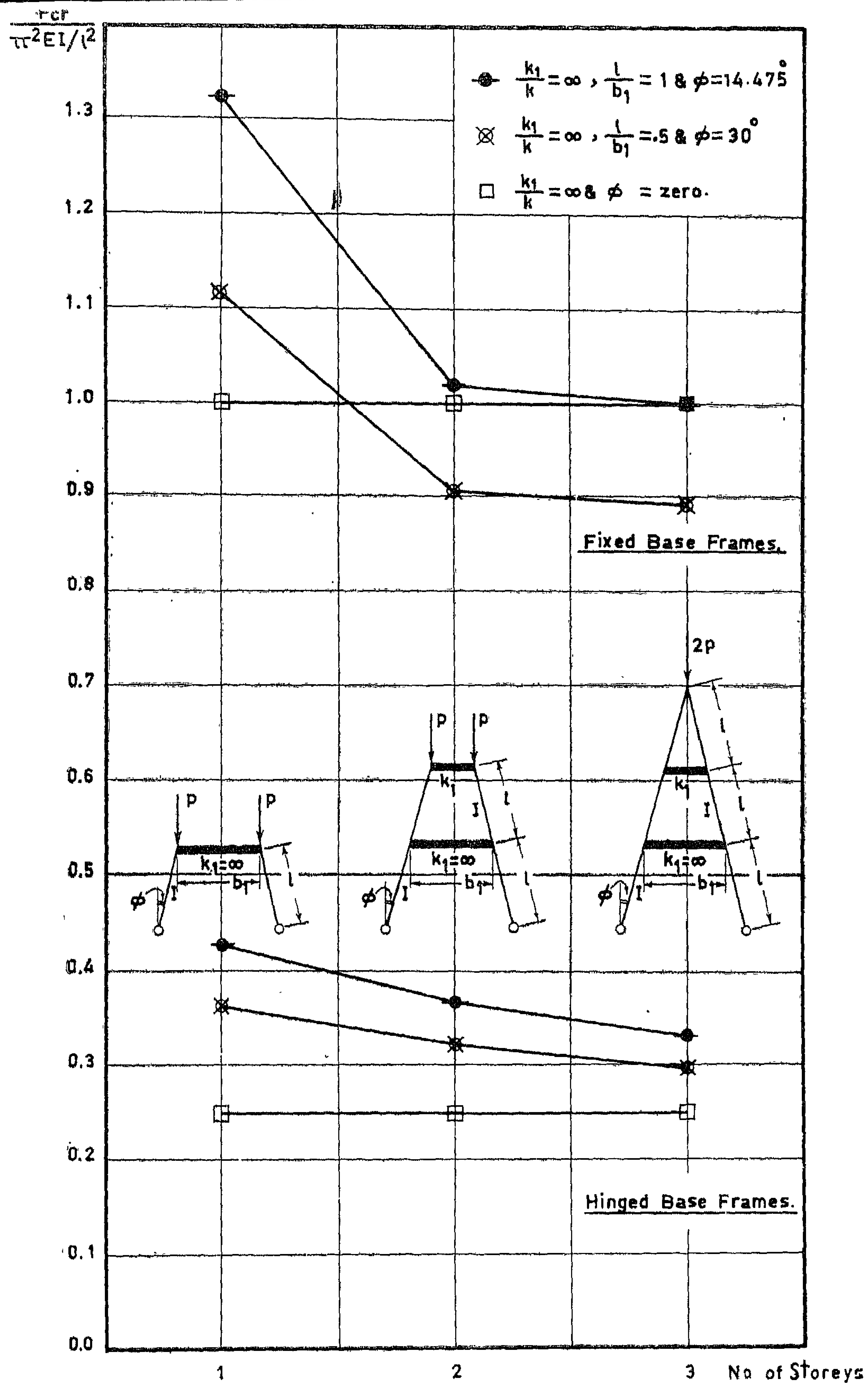
Σ Moments about B = zero,

$$\therefore -\frac{\pi^2\rho'}{n}\theta + \frac{1}{n} \cdot \frac{Vl\sin\phi}{k} + \Delta_1 (1+c_1) \frac{k_1}{k} \left(\theta + r_1 \frac{\delta}{l}\right) = 0 \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \text{(iii)}$$

Eliminating θ, $\frac{\delta}{l}$ & $\frac{Vl\sin\phi}{k}$ from equations (i), (ii) & (iii) we get the equation for the critical load.

$$-\frac{\pi^2\rho'}{n} + \Delta_1 (1+c_1) \frac{k_1}{k}\left[1 + \frac{r_1(1+r_1+\cos^2\phi)}{(1+r_1\sin^2\phi)} \cdot \frac{1}{n}\right] = 0 \quad \ldots \quad \ldots \quad \ldots \quad \text{I.}$$

When $\phi = 0$, $r_1 = 0$ and the second term in the bracket vanishes and we get the equation of the critical load of a pinned base rectangular frame.



Pcr / π²EI/l²
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0.7
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0.0
k1/k = ∞ , l/b1 = 1 & φ=14.475°
k1/k = ∞ , l/b1 =.5 & φ= 30°
k1/k =∞& φ = zero.
Fixed Base Frames.
Hinged Base Frames.
2P
P
P
k1=∞
k1
b1
l
I
φ
1
2
3
No of Storeys

Fig.20

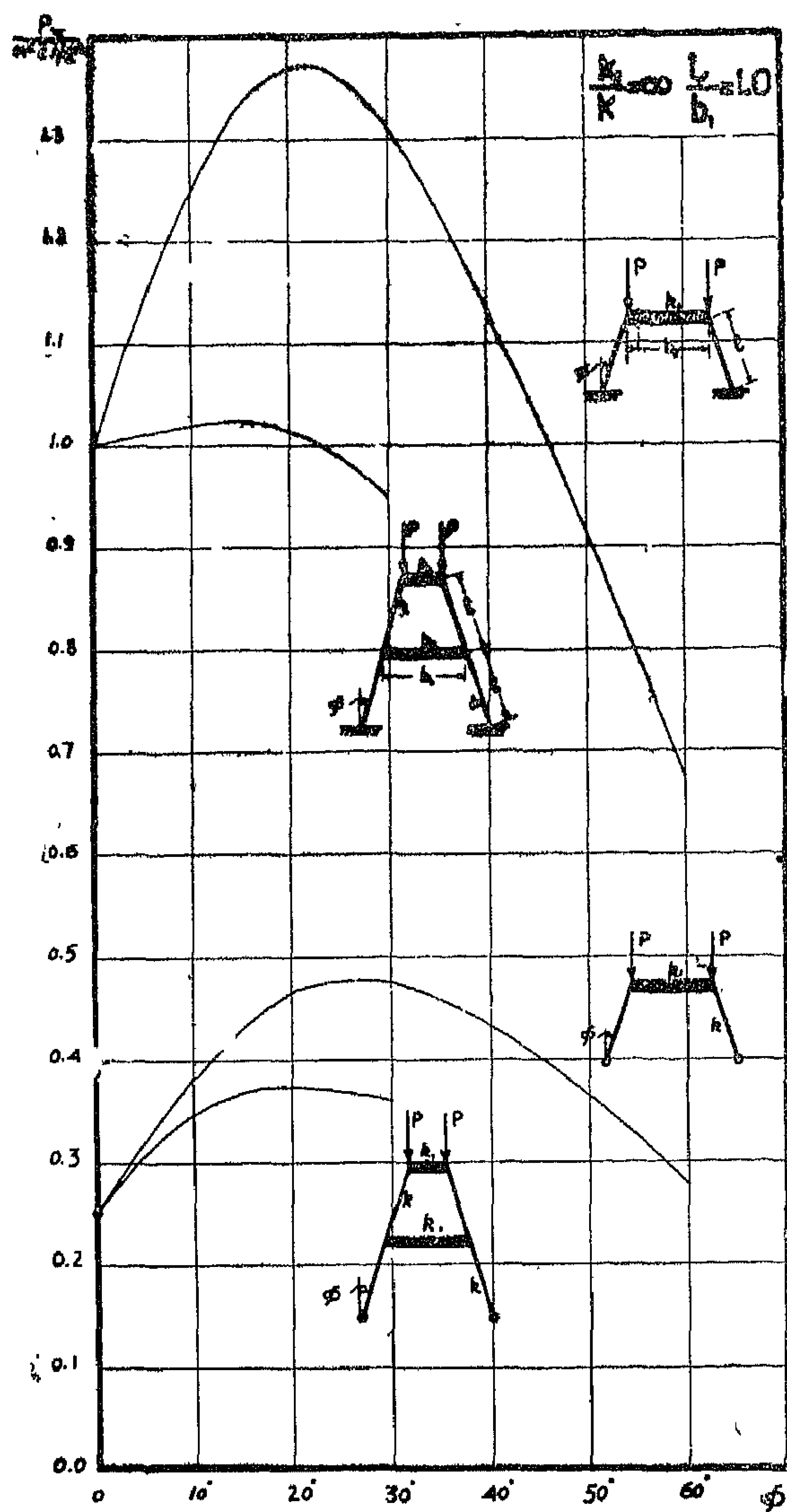


Fig 18

ACKNOLEDGEMENTS :

This research has been done in the Department of Structural Engineering at Ain Shams University in Cairo. The author wishes to express his deepest thanks and gratitude to Prof. M.H. Abbas for his constant encouragement and help ; thanks also are due to Prof. A. El-Arosi head of the Department.

REFERENCES :

1. R.K., Livesley and D.B., Chandler : "Stability Functions for Strustural Frameworks" Manchester University Press 1956.
2. A.H., Salem : Ph.D. Thesis Manchester University May 1958.
3. W., Merchant : Critical Loads of Tall Building Frames. The Structural Enggineer March 1955.
4. A.H. Salem : "Effect of Axial Deformations of the Columns on the Elastic Critical Loads of Multi-Storey Rectangular Frames When Side Sway is Permitted". (To be published).

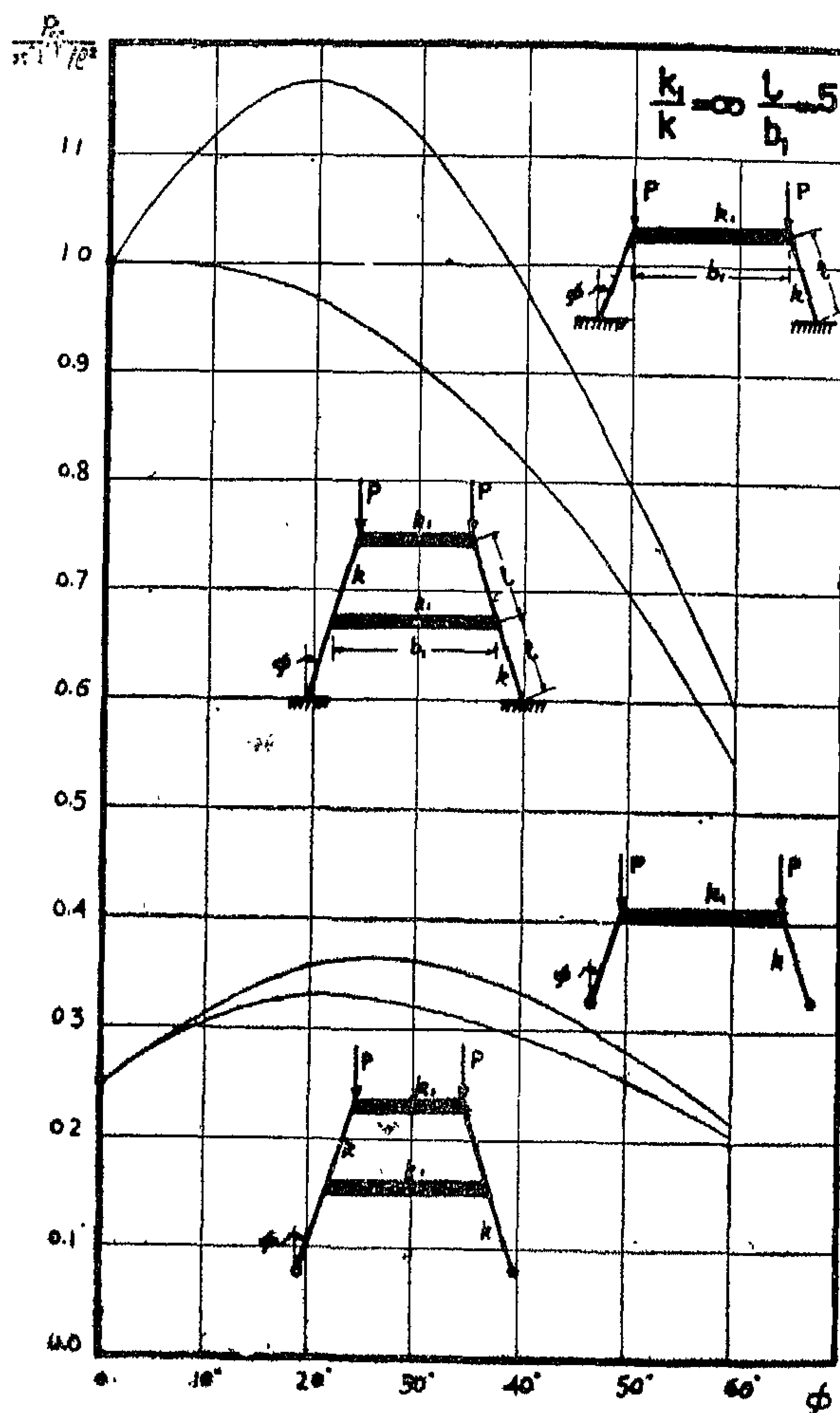


Fig 19

taken 0.5 and in either figure the cases of pinned base and fixed base frames are shown.

Four special cases are given in fig. (20) showing the variation of the critical load with the number of storeys up to three storeys.

From these curves we can conclude the following :

(a) **For multi-storey pinned base frames :**

(i) The critical load increases with the increase of φ up to a maximum then decreases again. The percentage increase is less than in the case of single storey frames, and the angle φ at which P_{cr} is max. depends on l/b_1.

(ii) The critical load decreases slightly with the increase of number of storeys. In the case of multi-storey rectangular pinned base frames with constant column sections and

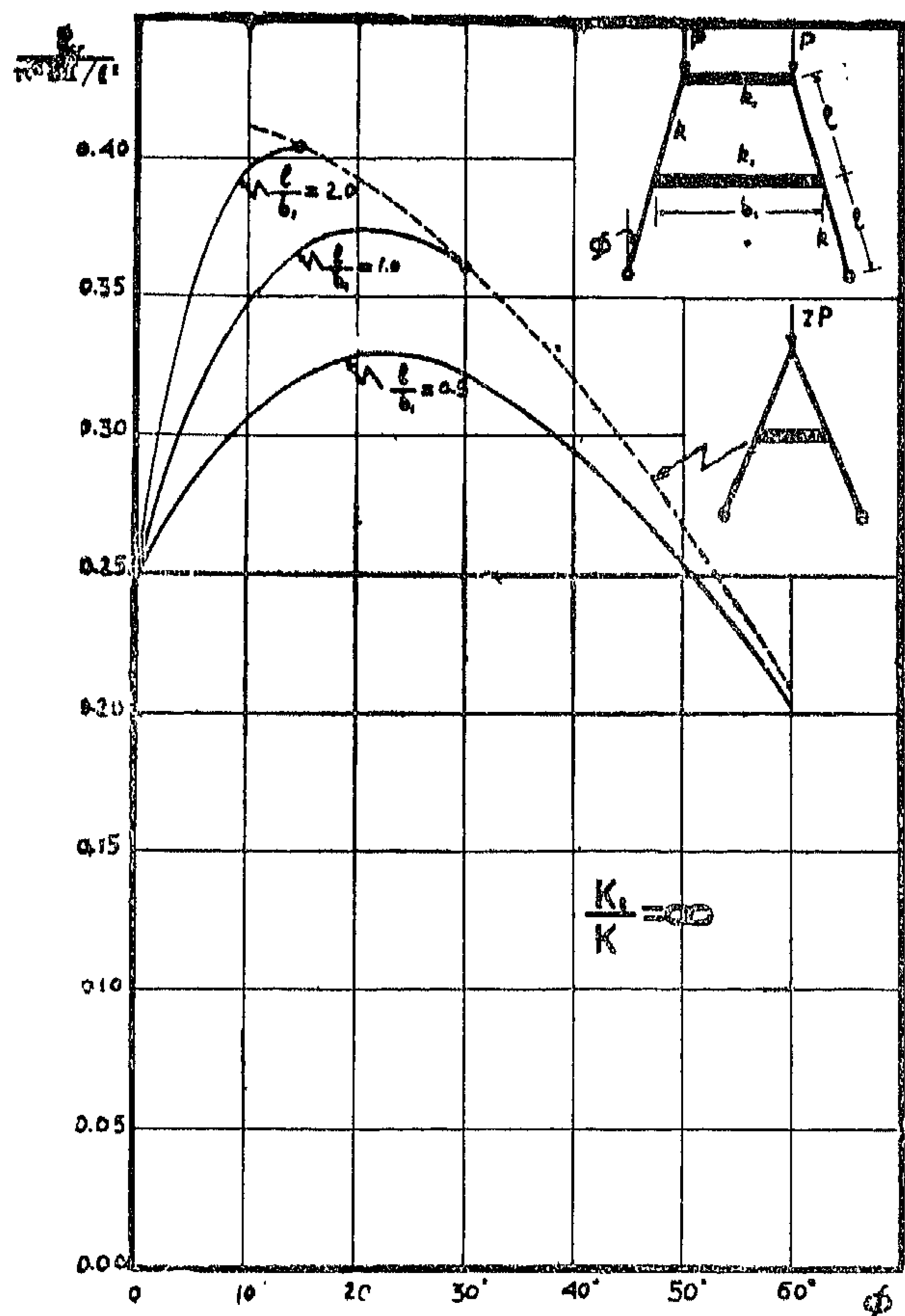


Fig 16

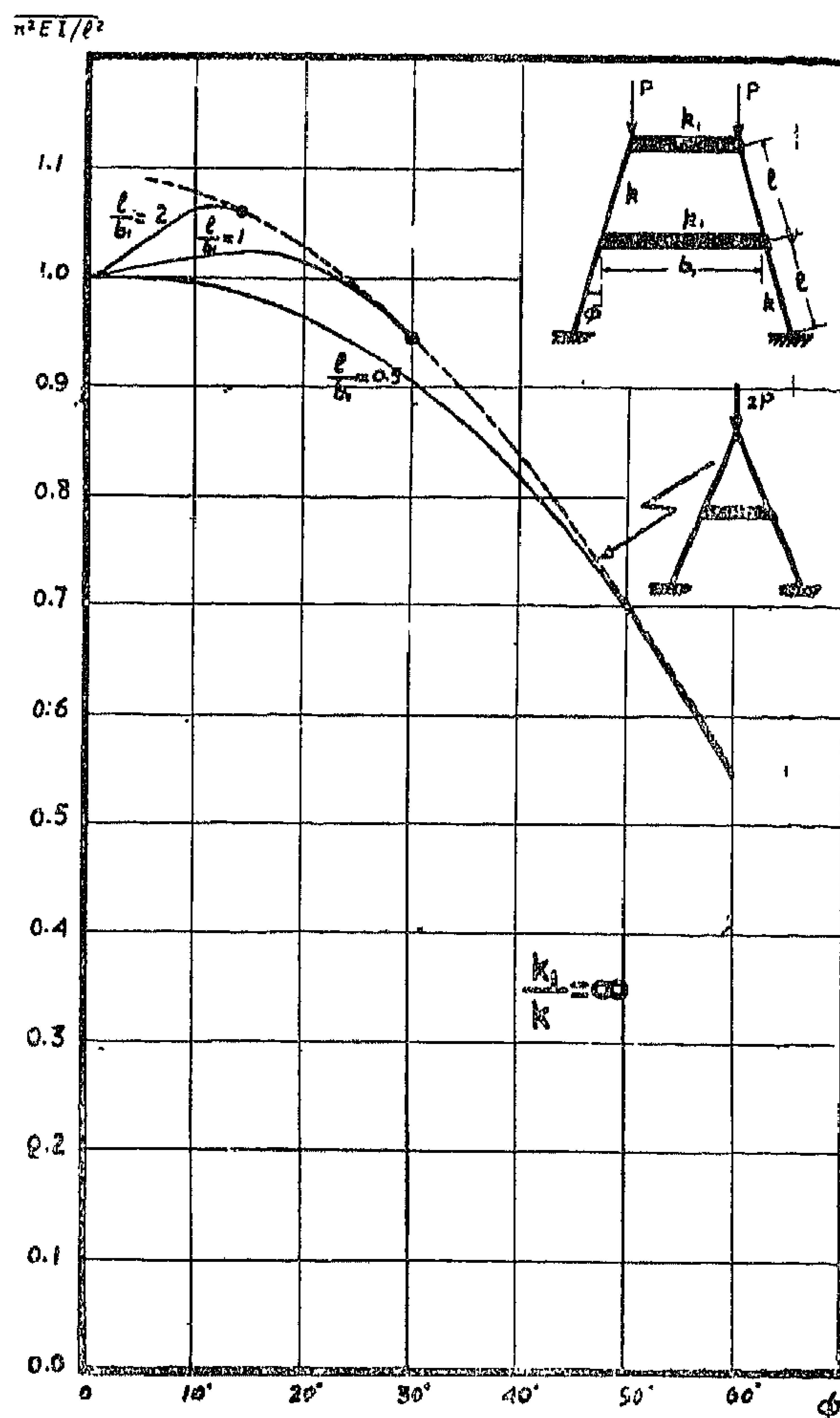


Fig 17

equal beam stiffnesses, the value of the critical load is constant and is irrespective of the number of storeys. (This phenomenon is discussed in a paper to be published by the author [4]).

(b) **For multi-storey fixed base frames :**

(i) We may get a slight increase in the critical load with the increase of φ in case of bigger values of l/b_1, or even a decrease in the critical load in case of small values of l/b_1.

(ii) The critical load decreases with the increase of number of storeys ; the percentage decrease is bigger between the single storey and the two storey frames while the decrease is slight between the two storey and the three storey frames. This was also found by Merchant (3) in case of fixed base multi-storey rectangular frames.

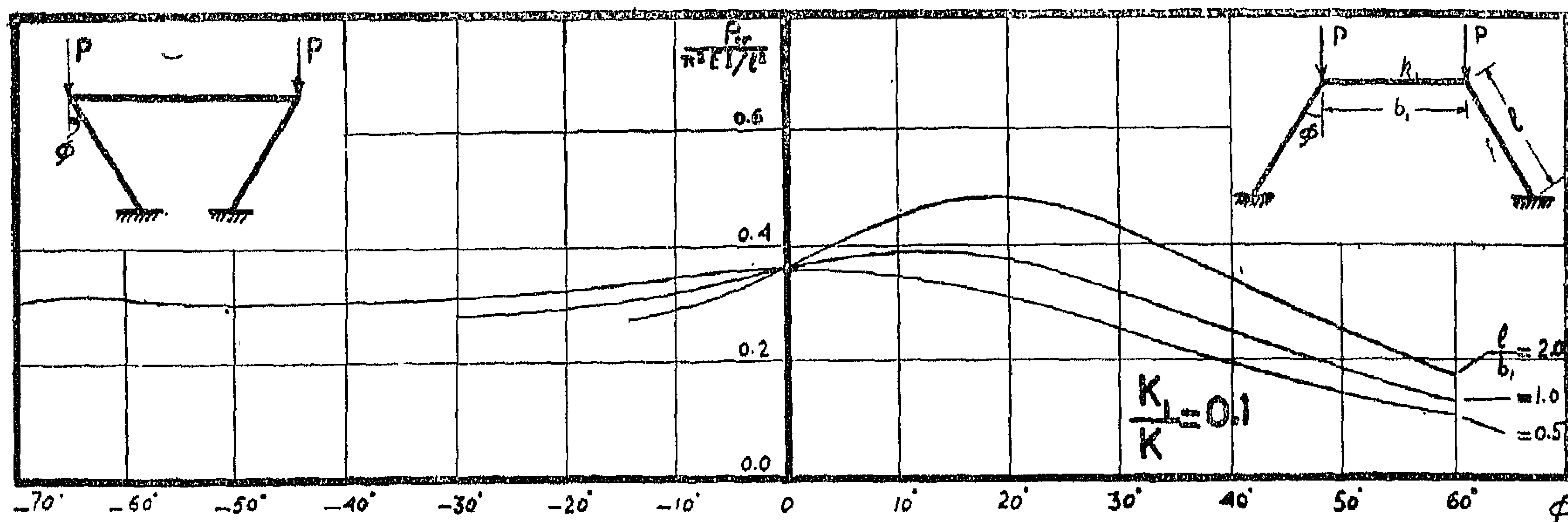


Fig 14

(iii) The critical load for a negative value of φ is less than that for the positive value of φ. The percentage decrease depend on the values of k_1/k & l/b_1 and is bigger for bigger values of k_1/k & l/b_1. This statement may not be true for smaller values of k_1/k & l/b_1 (See curve fig. 11).

III. MULTI-STOREY FRAMES :

The analysis of multi-storey frames is done in the same manner explained before but it is much more complicated here and the complexity of the problem increases with the increase of the number of storeys. For this reason, only frames with infinite beam stiffness are treated in this paper and therefore generalized results cannot be stated. For demonstration, an example of a pinned base two storey frame and another of a three storey triangulated frame are explained briefly in Appendices (3 & 4) respectively.

The results available are represented diagramatically in self explanatory plots of the usual type p_{cr} against φ. Figure (16) represents the case of a pinned base two storey frame and fig. (17) represents the case of a fixed base two storey frame ; the values of l/b_1 taken 2, 1 & 0.5. The dotted lines in figures 16 & 17 represent the cases of two storey triangulated frames.

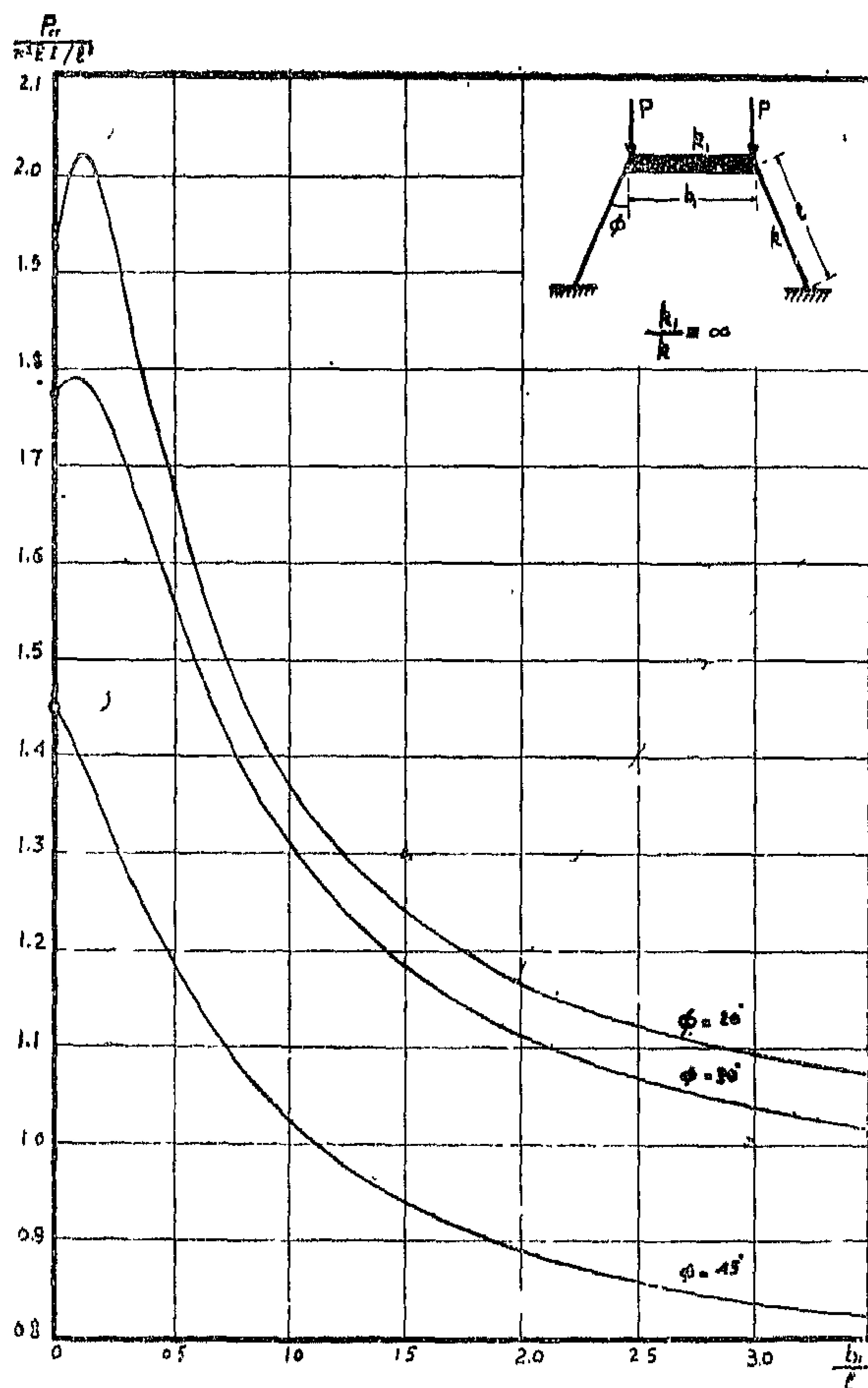
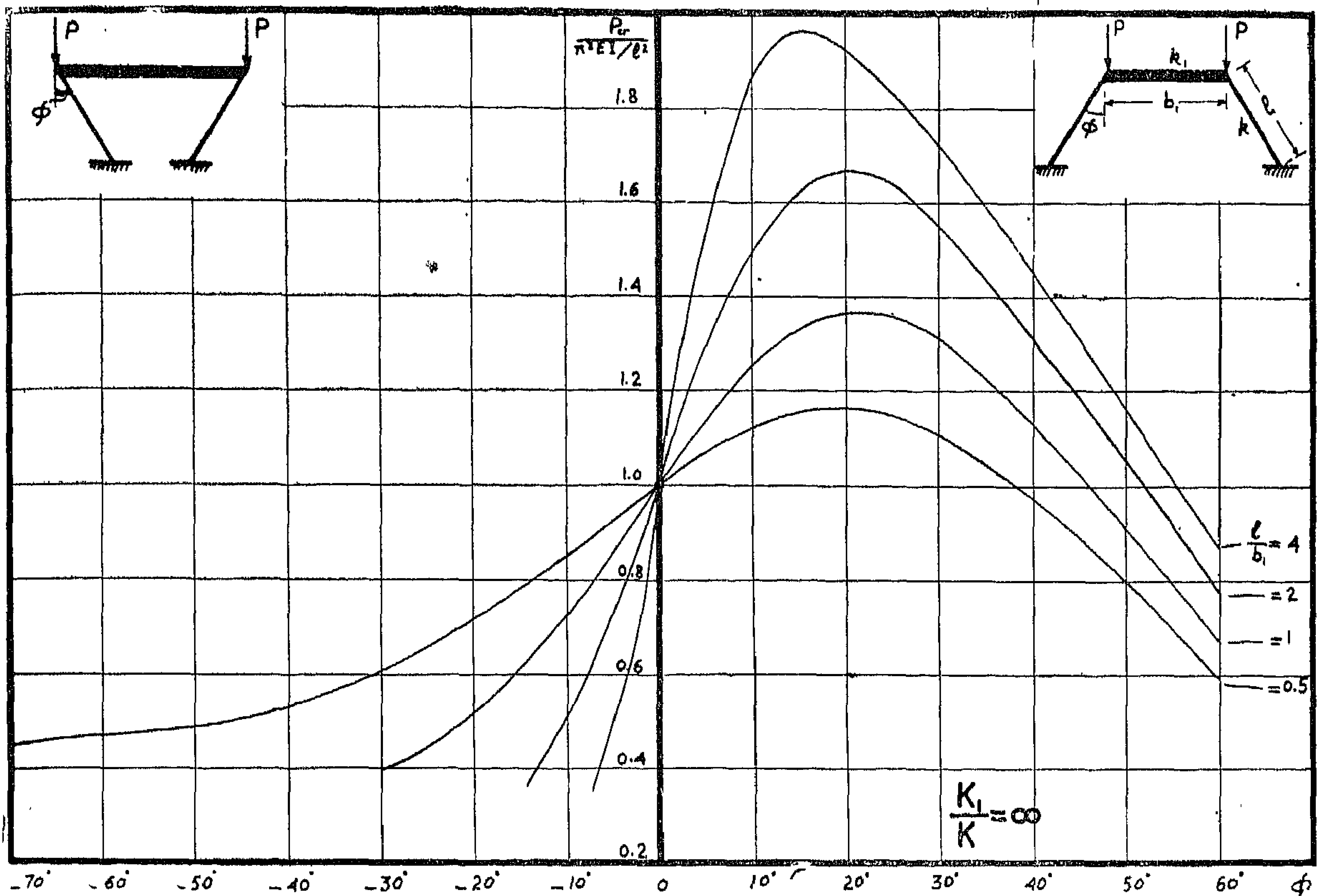


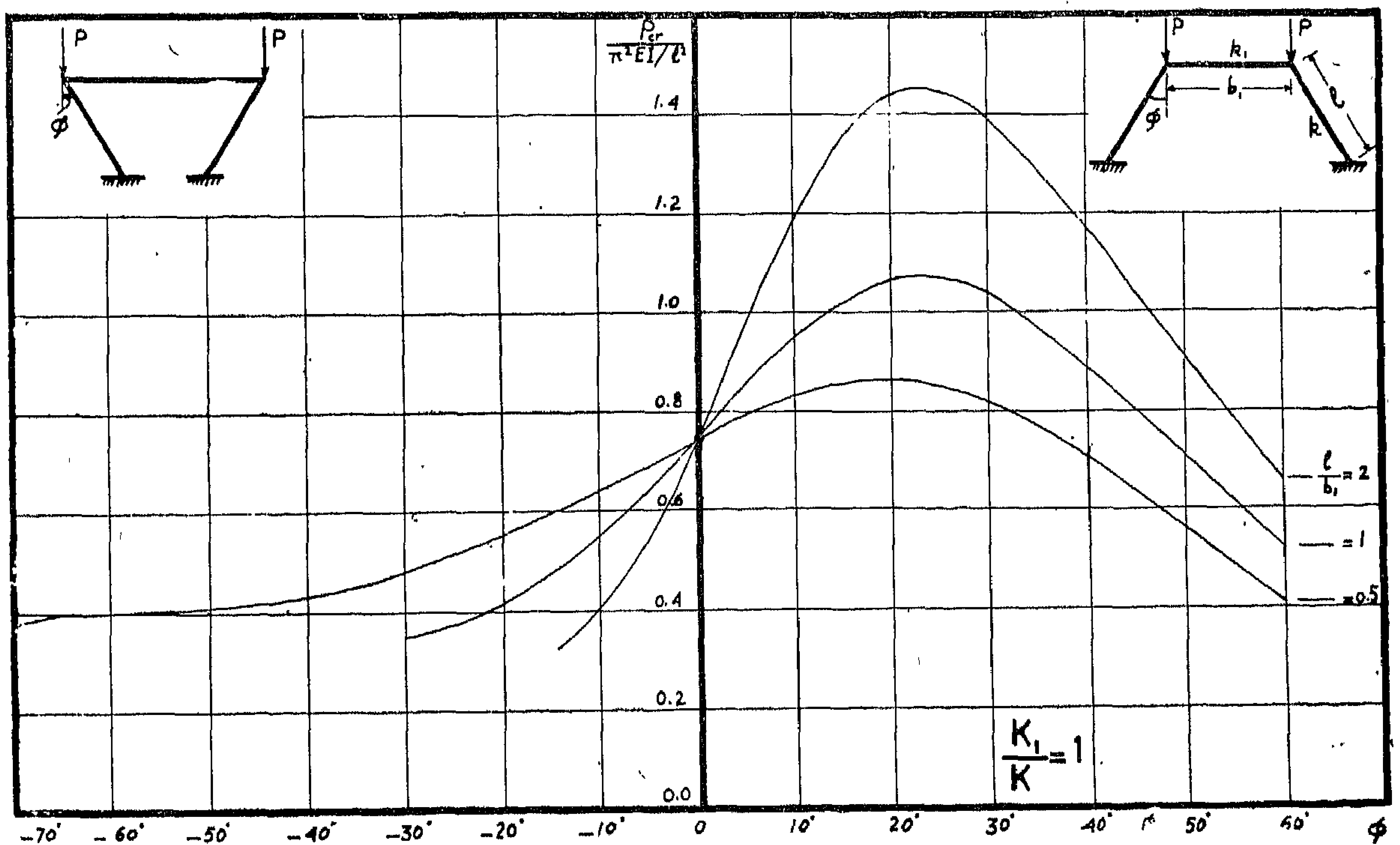
Fig 15

For comparison between the behaviour of the critical loads of single storey and two storey frames with the variation of the angle of inclination φ figures 18 & 19 are presented. In fig. 18 l/b_1 is taken uniy and in fig. 19 l/b_1



P
P
$\frac{P_{cr}}{\pi^2 EI/\ell^2}$
1.8
1.6
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
k_1
b_1
ℓ
k
ϕ
$\frac{\ell}{b_1}$ = 4
= 2
= 1
= 0.5
$\frac{K_1}{K} = \infty$
-70° -60° -50° -40° -30° -20° -10° 0 10° 20° 30° 40° 50° 60° ϕ

Fig 12



P
P
$\frac{P_{cr}}{\pi^2 EI/\ell^2}$
1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0
k_1
b_1
ℓ
k
ϕ
$\frac{\ell}{b_1}$ = 2
= 1
= 0.5
$\frac{K_1}{K} = 1$
-70° -60° -50° -40° -30° -20° -10° 0 10° 20° 30° 40° 50° 60° ϕ

Fig 13

$\frac{P_{cr}}{\pi^2 EI/\ell^2}$

1.4
1.2
1.0
0.8
0.6
0.4
0.2
0.0

P P
k_1
b_1
ϕ
k
ℓ

P P

$\frac{k_1}{k} = \infty$
— = 1.0
— = 0.10

$\frac{\ell}{b_1} = 1$

-40° -30° -20° -10° 0 10° 20° 30° 40° 50° 60° ϕ

Fig 10

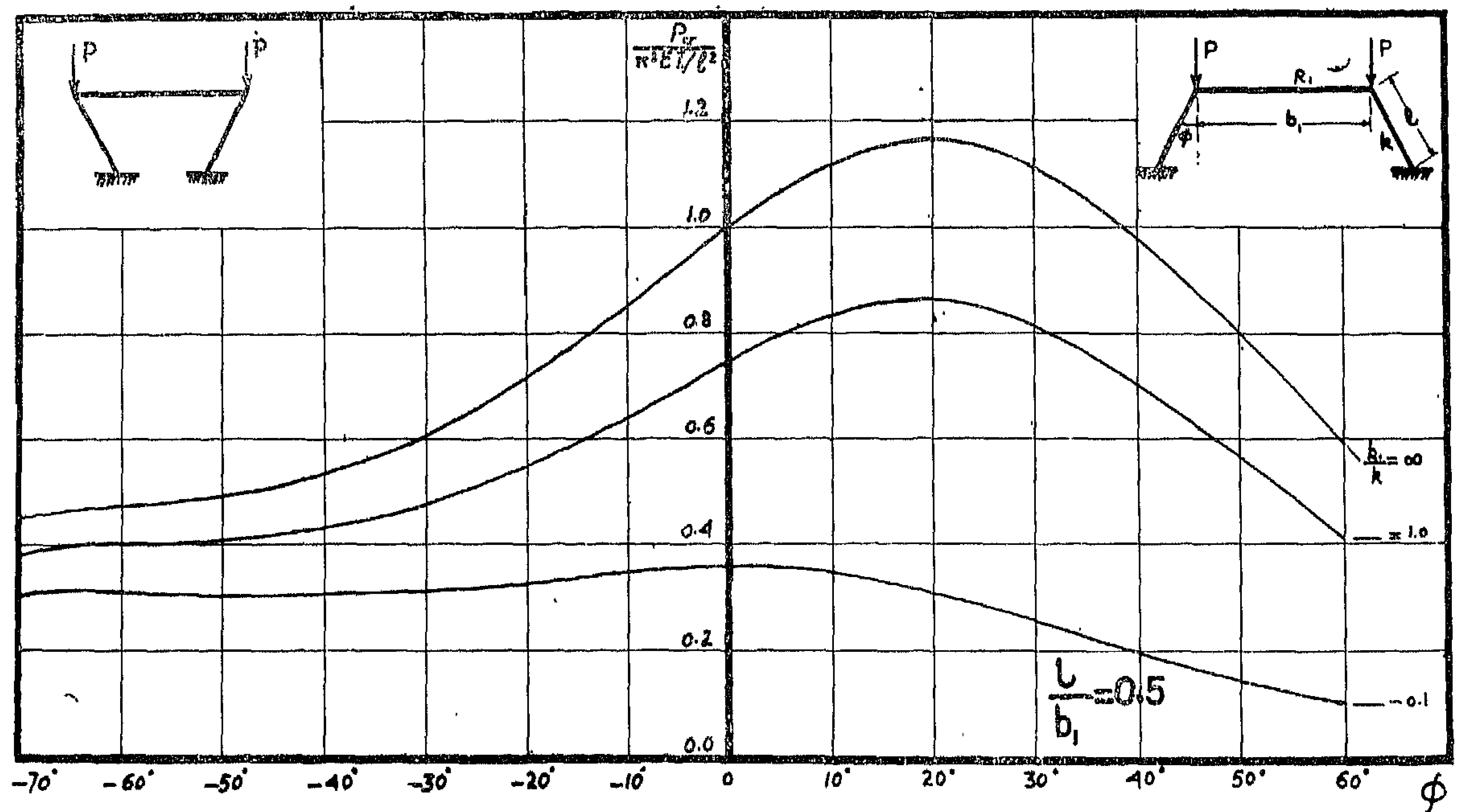


Fig 11

(9, 10 & 11), l/b_1 is assumed a constant value for each figure (l/b_1 = 2, 1 & 0.5) while $\frac{k_1}{k}$ is considered as the third variable ($\frac{k_1}{k} = \infty$, 1 & 0.1). In the other sets of curves figures (12, 13 & 14) $\frac{k_1}{k}$ is assumed a constant value for each figure while l/b_1 considered as the third variable.

From these curves we can notice the following :

(i) The percentage increase in the elastic critical load here is less than in the case of pinned base frame, and the angle at which P_{cr} is max. can be said roughly to be between 20° and 25° except for smaller values of $\frac{k_1}{k}$ and l/b_1 where it varies between zero and 20°.

(ii) The limiting case of $l/b_1 = \infty$ i.e. the case of a rtiangulated frame cannot be considered as the envelope for the sets of curves in figures (12, 13 & 14). This can be seen from fig. 15 in which the relation between P_{cr} & b_1/l is plotted and where the max. value of P_{cr} for the cases of φ = 20° & 30° occurs at values of b_1/l less than infinity. Such an ambiguous case does not arise in the case of pinned base frames.

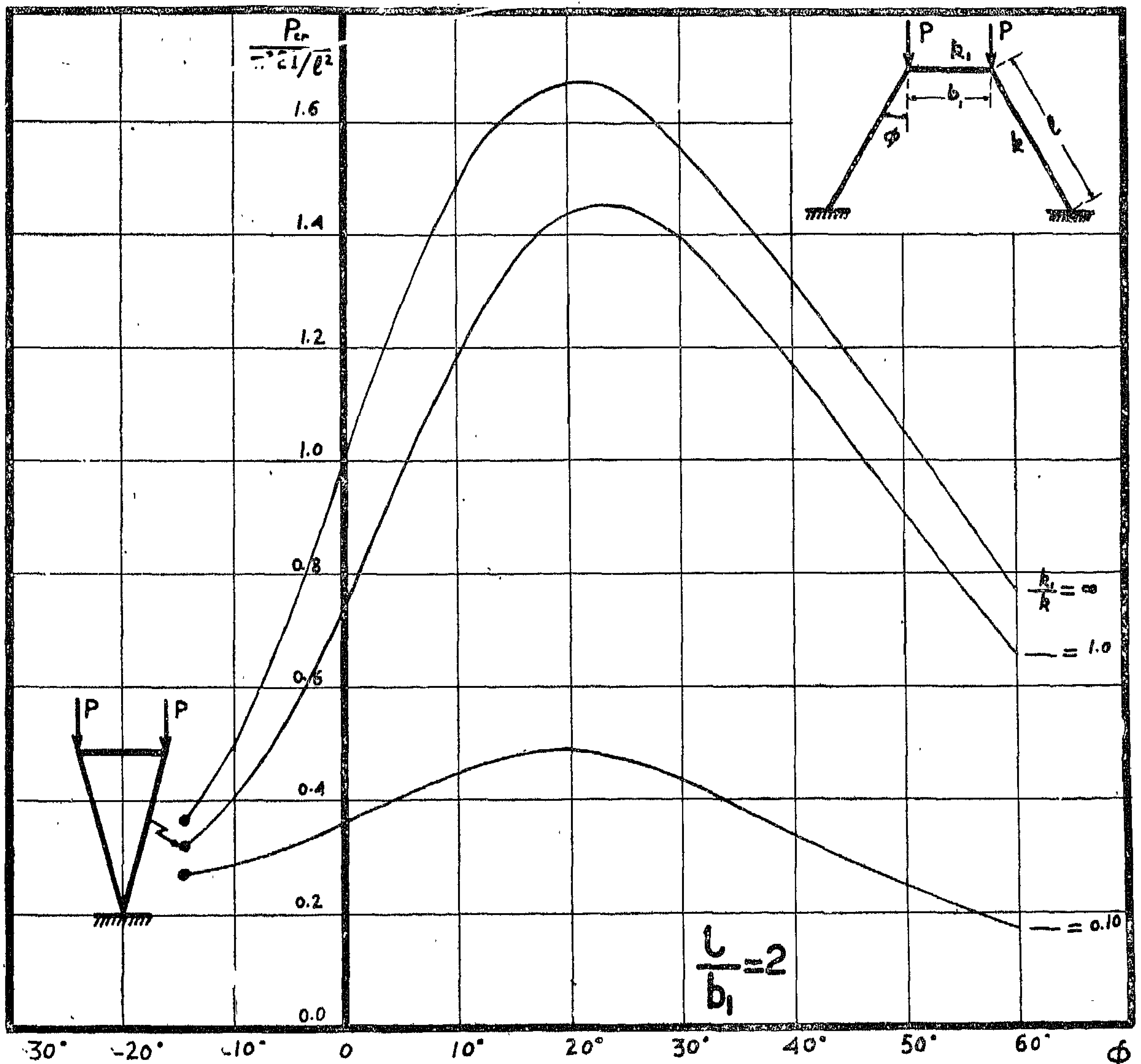


Fig 9

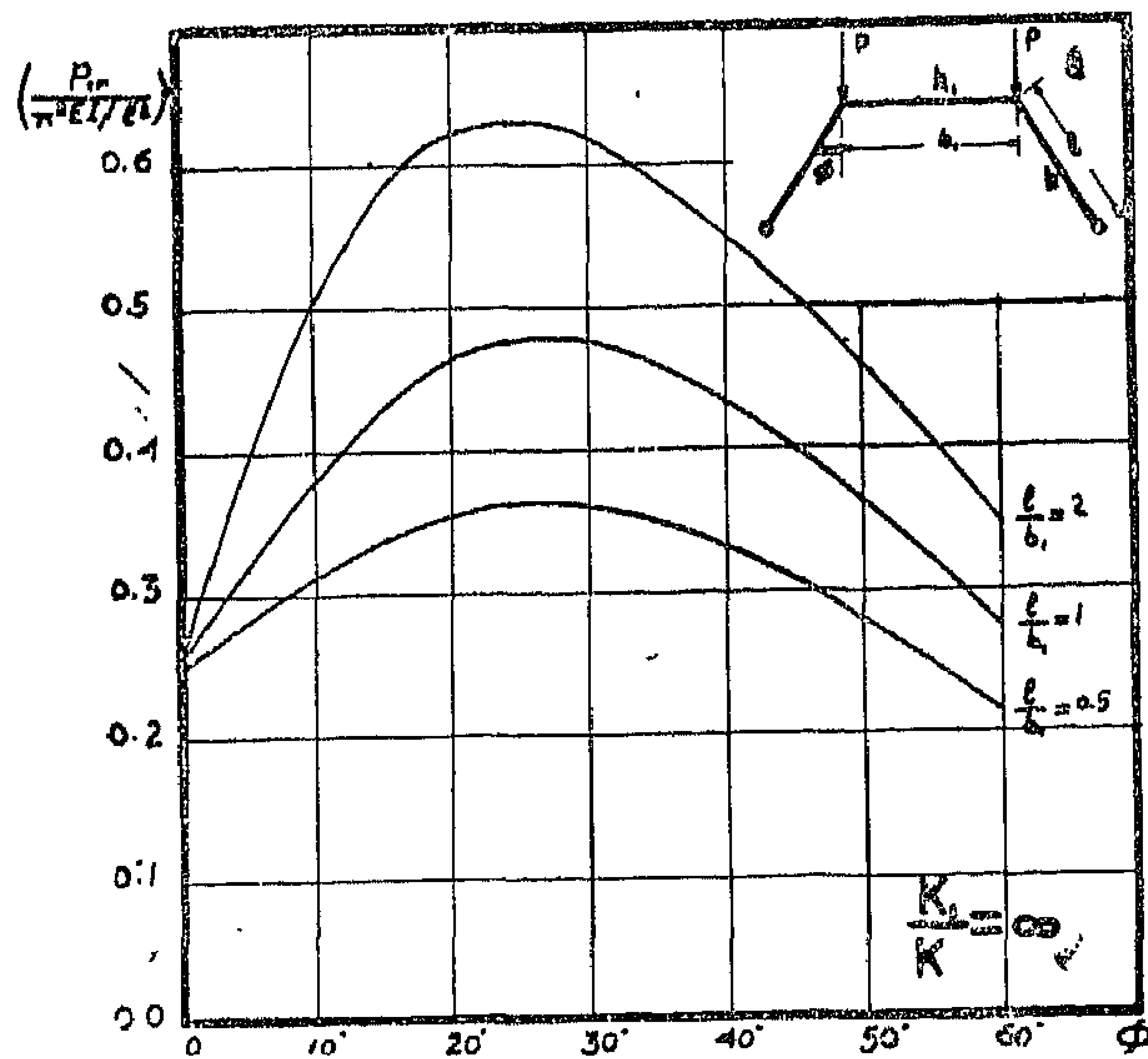


Fig. 5

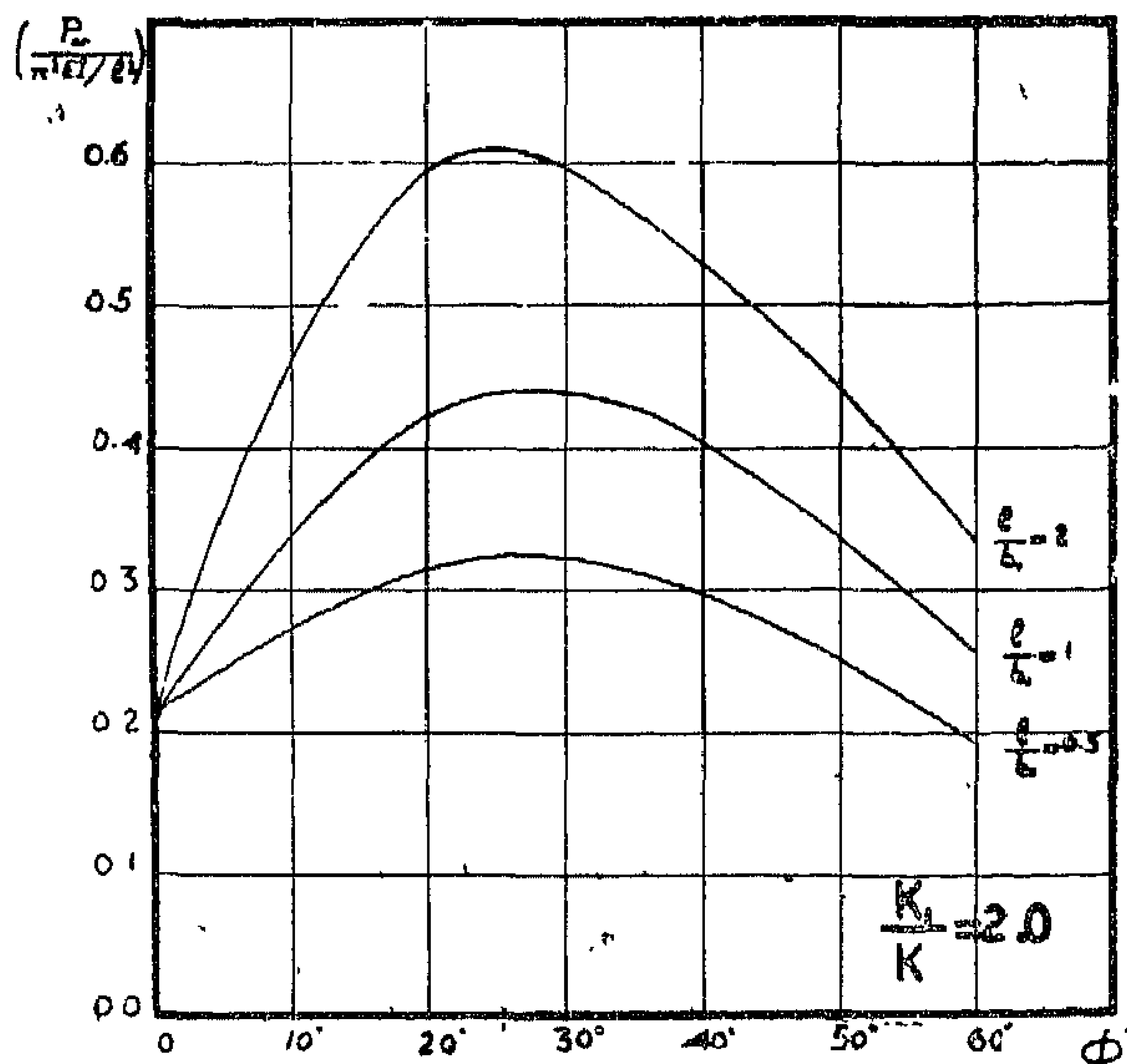


Fig. 6

(ii) The percentage increase in the critical load is bigger for bigger values of l/b_1 (and is max. at $l/b_1 = \infty$ which represents the case of a triangulated frame — see fig. 7) and also is bigger for smaller values of $\frac{k_1}{k}$.
The percentage increase may reach 300 % and even more.

(iii) The angle at which the critical load is max. ranges roughly between 20° and 30°.

II. FIXED BASE FRAMES :

The equation for the critical load is obtained in the same manner as in the case of pinned based frame and the whole procedure is explained in Appendix 2. The solution of equation II is also done by trial-and-error. The results are represented in the same manner and are shown for positive values as well as for negative values of φ.

In figures (9 to 14) the variation of the critical load with the angle of inclination φ is plotted. In the first sets of curves figures

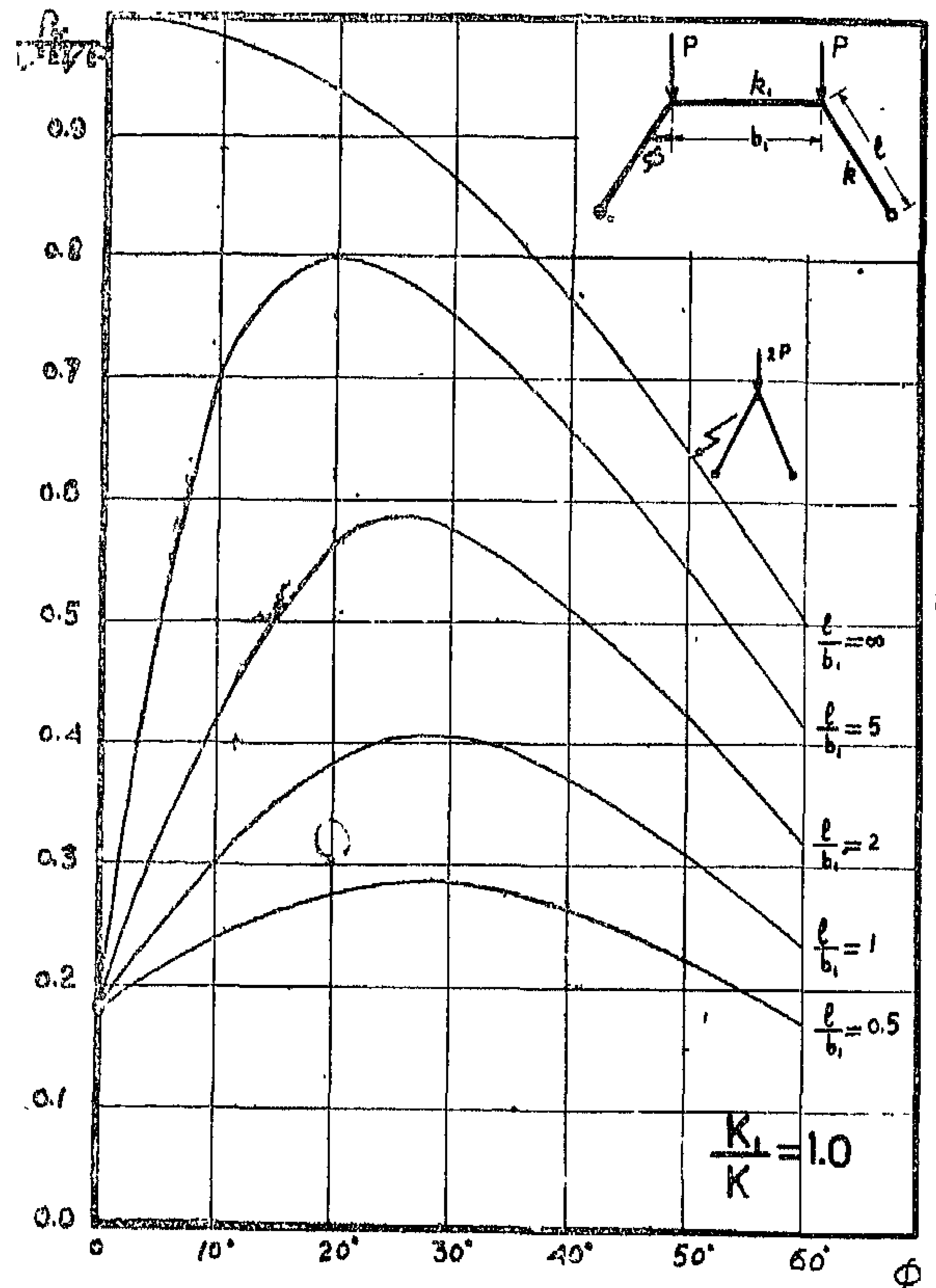


Fig. 7

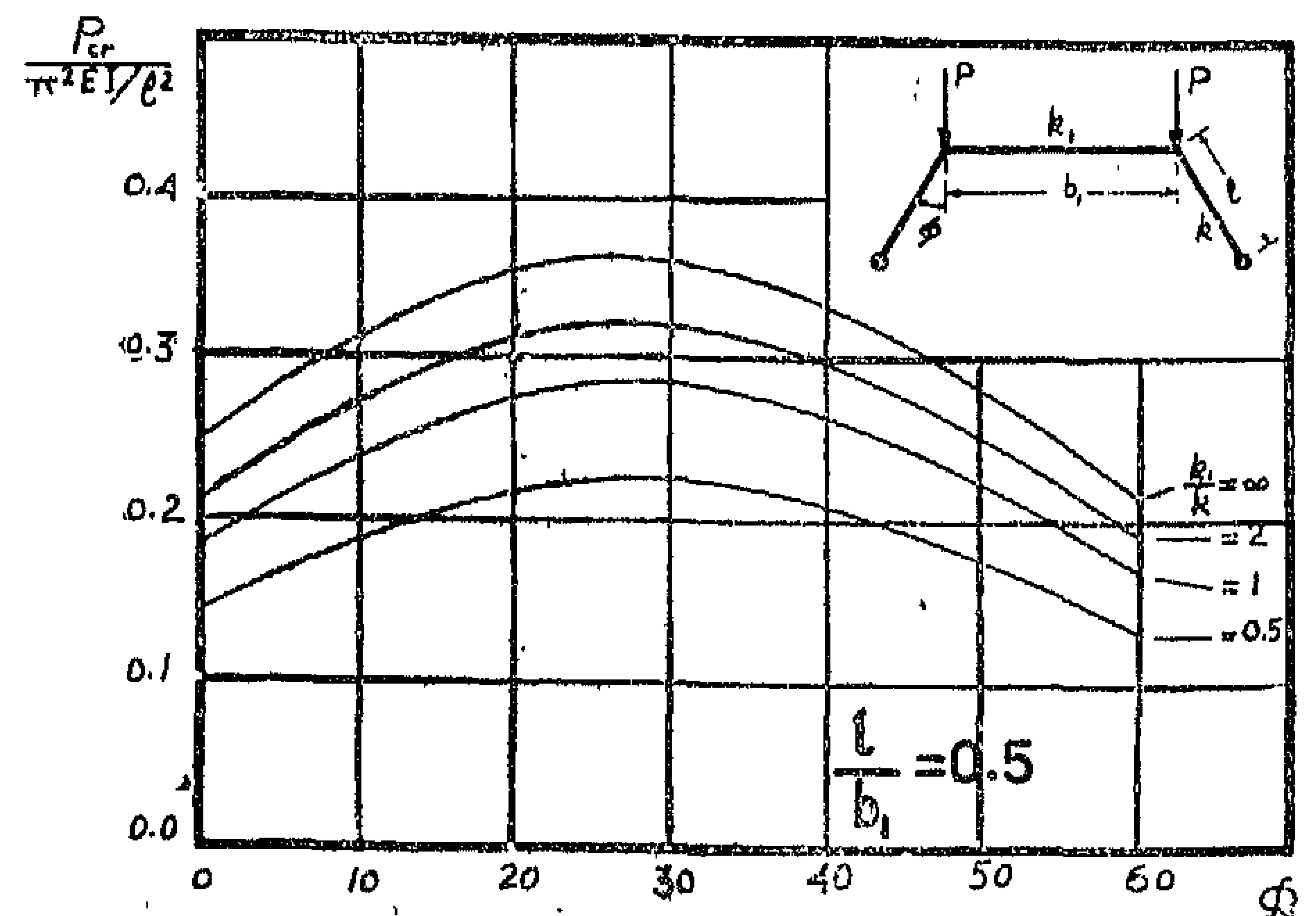


Fig. 8

studied. In this case we will get an equation with two independent variables, and further more by fixing one of them, say φ we are left with a transcendental equation with one unknown variable ϱ which cannot be solved except by trial-and-error.

Howerever if we consider the factor $s_1(1+c_1)$ which is a function of ϱ_1, and ϱ_1 in turn is a function of all the four variables $(\varrho_1 = \varrho \cdot \tan\varphi \cdot \frac{k}{k_1} \cdot \frac{b_1}{l})$, if we consider this factor nearly equal to 6.00, then by assuming constant values for φ & l/b_1 we get a direct equation between ϱ & k_1/k. Then by assuming any value for ϱ, the corresponding value of k_1/k can be found directly. This approximate direct solution of equation I gives results near to the exact for bigger values of l/b_1 and smaller values of φ & ϱ where the factor $s_1(1+c_1) = 6.0$. In this paper such an approximate solution is not adopted and all equations are solved by trial-and-error.

RESULTS :

The best representation of the results is to show the variation of the elastic critical load P_{cr} with the angle of inclination φ ; the stiffness ratio $\frac{k_1}{k}$ and the length of column to length of beam ratio l/b_1 being assumed as constants. Two types of curves are shown;

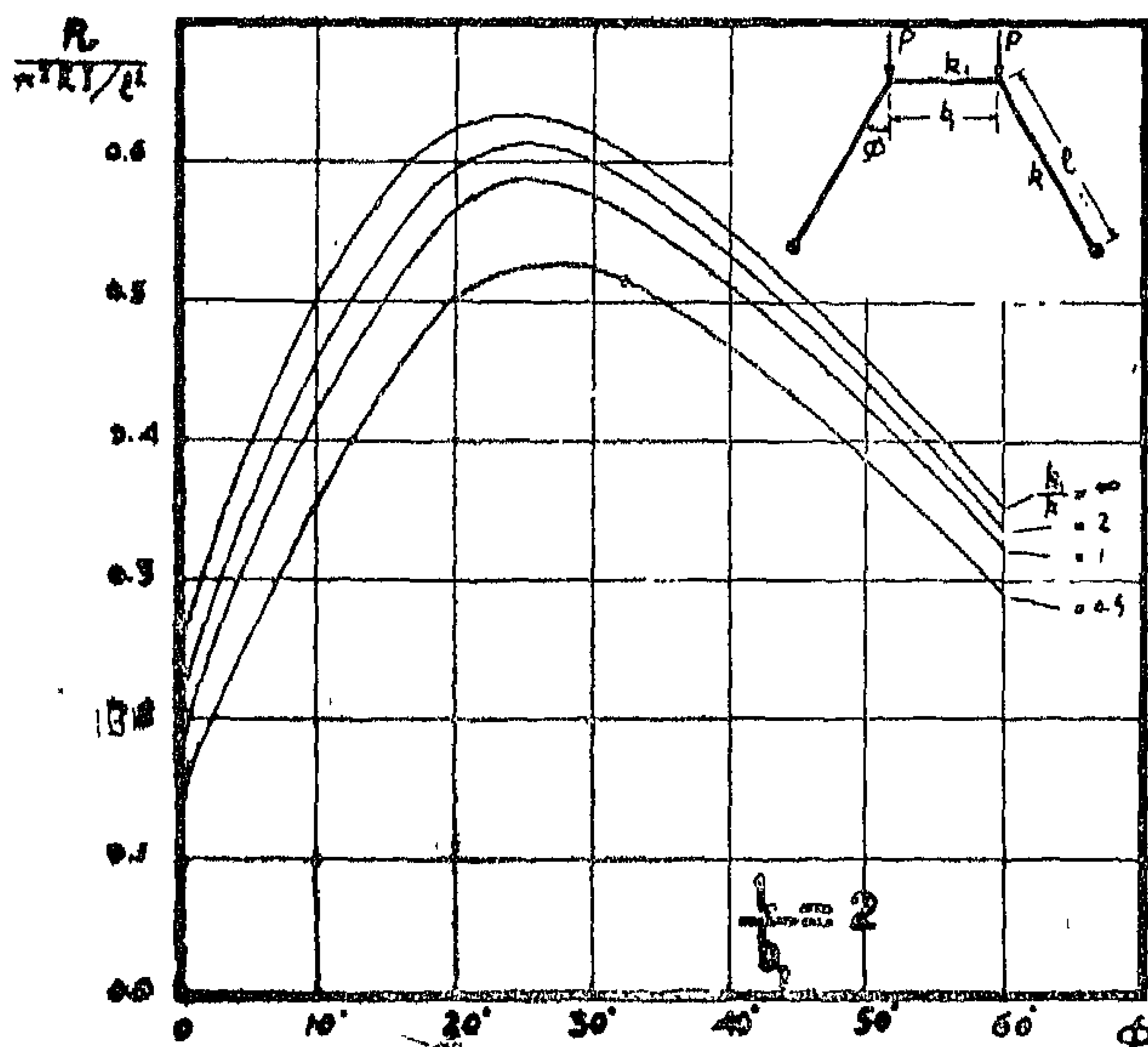


Fig. 2

in figures (2, 3 and 4), l/b_1 is assumed a constant value for each figure ($l/b_1 = 2$, 1 & 0.5) while $\frac{k_1}{k}$ is considered as the third variable ($\frac{k_1}{k} = \infty$, 2, 1, 0.5 & 0.1), in the other sets of curves figures (5, 6, 7 & 8), $\frac{k_1}{k}$ is assumed a constant value for each figure while l/b_1 considered as the third variable.

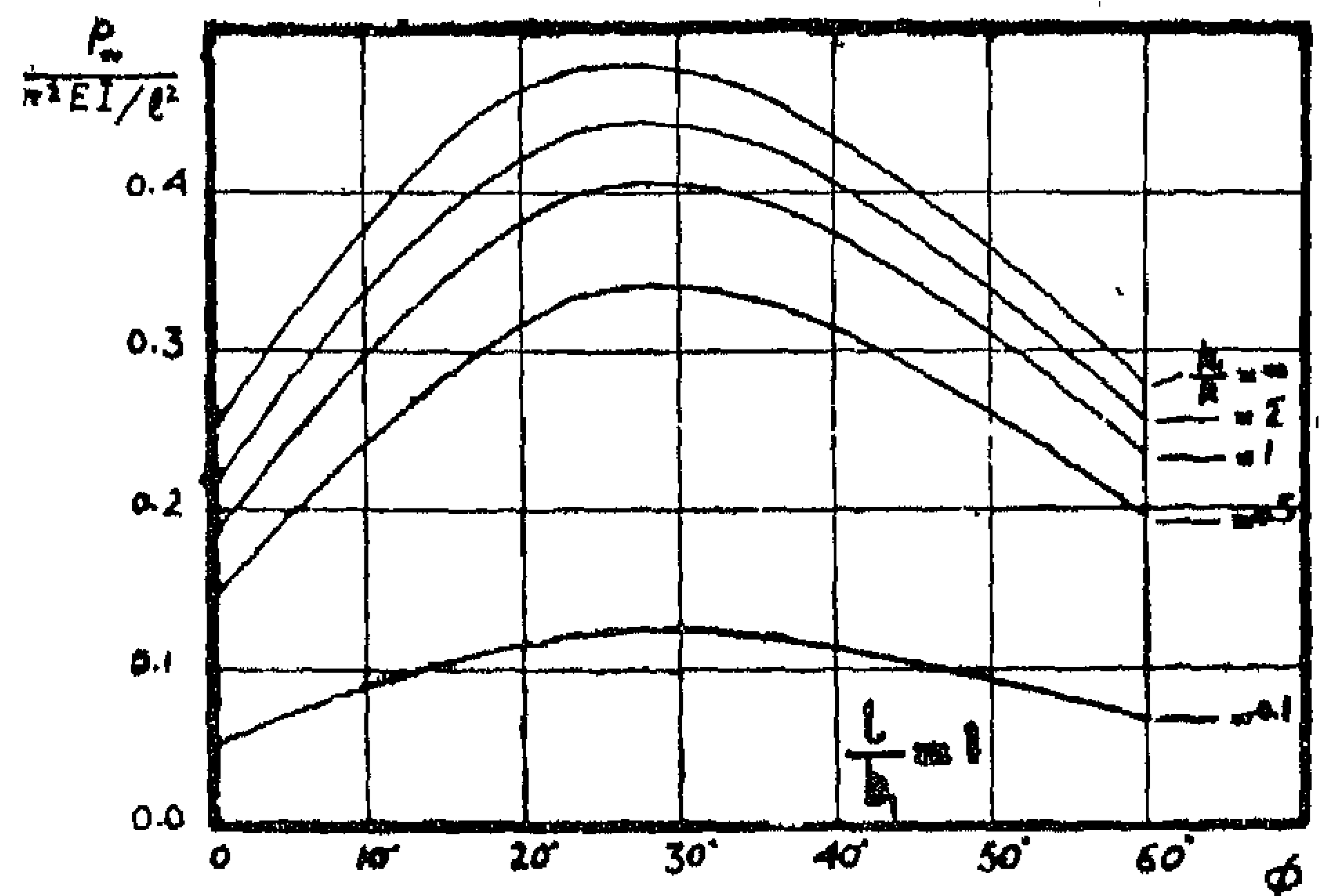


Fig 3

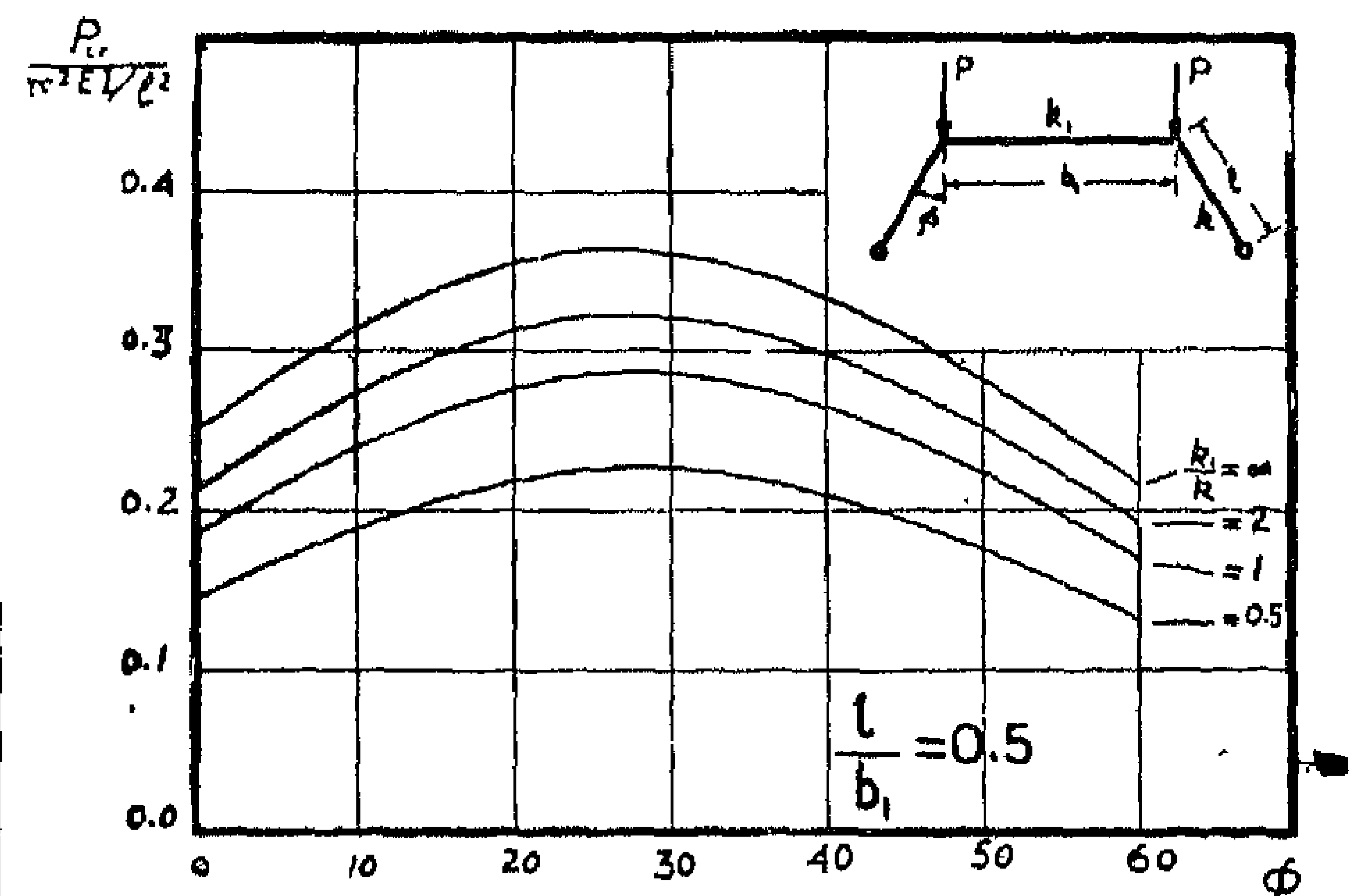


Fig 4

Apart from the fact that these curves give enough information about the elastic critical loads of such frames which will be very helpful for the design, we can notice the following :

(i) The critical loads increase with the increase of φ up to a maximum value then decrease again. The percentage increase and the angle at which the critical load is max. depend on $\frac{k_1}{k}$ & l/b_1.

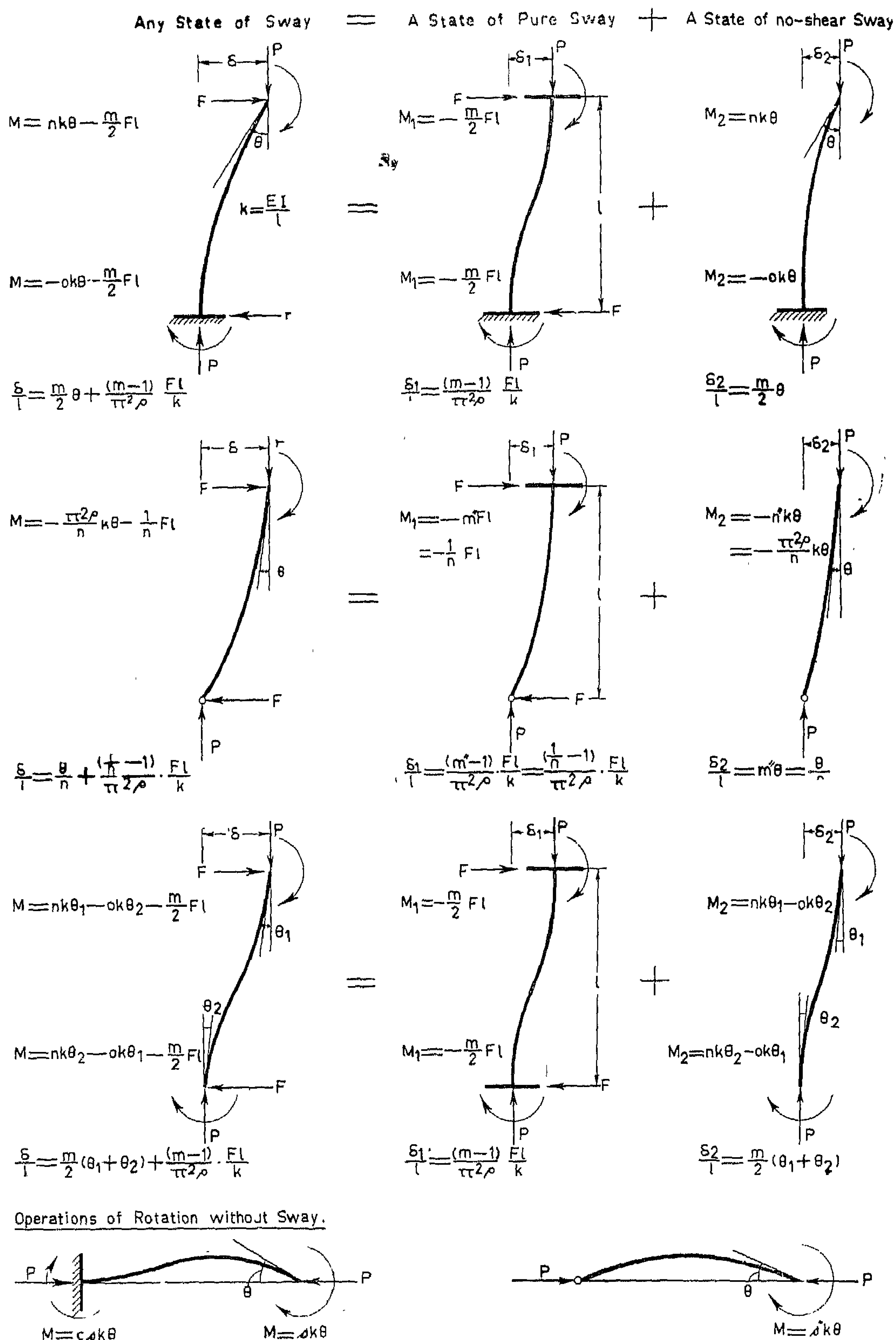

Any State of Sway
=
A State of Pure Sway
+
A State of no-shear Sway
M = nkθ — m/2 Fl
k = EI/l
M = —okθ — m/2 Fl
M1 = — m/2 Fl
M2 = nkθ
M2 = —okθ
δ/l = m/2 θ + (m—1)/π²ρ · Fl/k
δ1/l = (m—1)/π²ρ · Fl/k
δ2/l = m/2 θ
M = — π²ρ/n kθ — 1/n Fl
M1 = — m'Fl
= — 1/n Fl
M2 = — n'kθ
= — π²ρ/n kθ
δ/l = θ/n + (1/n — 1)/π²ρ · Fl/k
δ2/l = m''θ = θ/n
M = nkθ1 — okθ2 — m/2 Fl
M = nkθ2 — okθ1 — m/2 Fl
M1 = — m/2 Fl
M2 = nkθ1 — okθ2
M2 = nkθ2 — okθ1
δ/l = m/2 (θ1 + θ2) + (m—1)/π²ρ · Fl/k
δ1/l = (m—1)/π²ρ · Fl/k
δ2/l = m/2 (θ1 + θ2)
Operations of Rotation without Sway.
M = cskθ
M = skθ
M = s'kθ

Fig. 1

INTRODUCTION :

It has been shown[2] that any state of sway of an isolated strut or frame as a whole can be resolved into two states each of which has a certain physical significance namely :

A state of pure shear sway. (without rotation) plus

A state of no-shear sway. (See fig. 1) . (the axial force being present in all cases) ; the moments and deffection of the resultant state equal the sum of the moments and deflections of the components states.

It is that second component of sway which occurs without any external shear that defines the critical load ; and it is that component of the deflection which increases indefinitely at the critical load.

This split of the general state of sway together with the stability functions m, n and o found by Merchant[3] and tabulated by Livesley and Chandler[1] has simplified the study of the stability of multi-storey frames when when side sway is permitted.

Although the factors m'' & n'' for a pinned member have not yet been tabulated, yet they can be found directly from the other factors and various relations between them have been found by the author[2].

In the forecoming analysis values of some of the stability functions beyond the range of the existing tables were needed and this was overcome by using the useful relations between the different factors namely :

$m_1 = 1/n_2$ for $\varrho_1 = 4\varrho_2$.

I. HINGED BASE FRAMES :

Consider the pinned base frame ABCD shown in Appendix I and subjected to two vertical loads P at B & C. These will produce axial comprassion in the columns equal to $P/\cos\varphi$ and in the beam equal to $P \tan\varphi$. When the loads P reach the critical value Pcr, a small disturbance can take place without requiring any external forces. Thus the frame as a whole will be in a state of no- shear sway (but this does not mean that the columns AB & CD should be in a state of no-shear sway).

Due to this anti-symmetrical mode of sway, two equal and opposite vertical reactions V will occur at A & D. These will produce the components of pure shear sway in the columns, besides they tend to increase the magnitude of the axial compression in the R.H.S. column and decrease it in the L.H.S. one. It was found by the author[2] that such small variations in the magnitudes of the axial compressions have a very slight effect on the critical sum of loads in the case of symmetrical rectangular frames. The neglect of such small variations will render the frame symmetrically loaded and thus the stability functions for both columns will be the same. This simplifies the analysis a great deal especially for multi-storey frames and reduce the number of equations to one half.

Now we are going to build up the operations of sway (of the type shown in fig. 1) for each element of the frame separately corresponding to a small side sway disturbance of frame ABCD (see Appendix 1). The columns are in a general state of sway which is divided into a state of no-shear sway and a state of pure shear sway caused by the vertical reactions V. The beam BC is subjected to equal end rotations equal to ($\Theta + 2\,\delta \sin\varphi / b_1$). Since at the critical load there are no external moments set up at the corners to keep the frame in the deflected position, the moments there-in should sum to zero. This will give us an equation containing, Θ, δ/l & V. Eliminating Θ, δ/l & V from the previous equation and the equations for V and δ/l we get the equation of the critical load. The whole procedure is explained in Appendix I.

Solution of the Equation :

Refering to equation l, we see that we have got four independent variables viz. ϱ, φ, k_1/k & l/b_1, two of which have to be assumed as constants say k_1/k & l/b_1 and the relation between the other two "ϱcr" and "φ" to be

THE ELASTIC STABILITY OF SINGLE AND MULTI-STOREY TRAPEZOIDAL FRAMES WHEN SIDE SWAY IS PERMITTED.

By

Adel Helmy Salem,

B.Sc., M.Sc., Ph.D.

Lecturer, Structural Eng. Dept., Ain Shams University, Cairo, Egypt, U.A.R.

SYNOPSIS :

The stability of trapezoidal frames when side sway is permitted has not been studied when compared with that of rectangular frames. In this paper a thorough study is made for single storey frames with different proportions and with different end conditions. The work is then extended to multi-storey frames and this is limited to special cases due to the complexity of the problem.

NOTATIONS :

I	=	Moment of inertia of columns
I_1	=	Moment of inertia of beams
l	=	Length of columns
b	=	Length of beams
E	=	Young's Modulus of Elasticity
k	=	$E\ I/l$
k_1	=	$E\ I_1/b$
δ	=	Deflection
Θ	=	Angle of rotation
φ	=	Angle of inclination of columns to the vertical
P	=	Vertical load acting on frame
P'	=	Axial force acting in columns ($P' = P/\cos\varphi$)
P_1	=	Axial force in beams ($P_1 = P\ \tan\varphi$)
P_E	=	$\pi^2 E\ I/l^2$
ϱ	=	P/P_E
r	=	$2\ l\ \sin\varphi/b$
V	=	Vertical reactions at supports due to side sway.
s & c	=	Stiffness and carry over factors for fixed end members when side sway is prevented.
n & o	=	Stiffness and carry over factors for fixed end members when side sway is permitted (case of no-shear sway)
m	=	Magnification factor for the moments produced in fixed end members, in a state of pure shear sway, due to axial force effect.
s'', m'' & n''	=	Same factors for hinged end members, ($m'' = \frac{1}{n}$ & $n'' = \frac{\pi^2 \varrho}{n}$)

s, c, m, n & o are functions of ϱ and are tabulated in reference (1).

Clockwise moments and deflections are considered positive.

REFERENCES

American Public Health Association "Standard method for the examination of water, sewage and industrial wastes".

American public Health Association, INC., N.Y. 1955.

Cohen J.M. "Improved jar test". J. Amer. Wat. Wks. Ass., Vol. 49, pp. 1427-1431, 1957.

Ceyer, J.C. "Industrial wastes-textile waste." Industr. Engng. Chem., Vol. 39, pp. 653-656, 1947.

Gomaa, H.M. and Ramadan, F.M. "Manganous sulphate in the clarification of dyeing wastes". Wat. Sewage Wks. Under Publication, 1964.

Gomaa, H.M. "Laboratory studies on coagulants with reference to their use in industrially polluted waters." M. Sc. thesis presented to faculty of Science, Ain-Shams University, May 1964.

Gurnham, C.F. "Principles of industrial waste treatment". 1st ed., John Wiley Sons, N.Y., pp. 290-291, 1955.

Hay, H.R. "The process of preparation of activated silica by means of ammonium sulphate". J. Amer. Wat. Wks. Ass., Vol. 36, pp. 626-636, 1944.

Masselli, J.W., Masselli, N.W., and Burford, M.G. "A simplification of textile waste-survey and treatment". New England Interstate Water Pollution Control Commission, pp. 45, Jul. 1959.

Merkel, W. "Treatment of waste waters from the textile finishing industry". Melliand Textilber, Vol. 36, pp. 293-294, 1955.

Souther, R., and Alspaugh, T. "Textile wastes-recovery and treatment". Sewage industr. Wastes, Vol. 29, pp. 918-935, 1957.

Souther, R., and Alspaugh, T. "Current research on textile daste treatment". Sewage industr. Vol. 30, pp. 922-1011, 1958.



TABLE . 3.

IMPROVEMENT IN QUALITY OF TEXTILE-DYEING WASTES FOLLOWING COAGULATION TREATMENT

AVERAGE / REDUCTIONS	COAGULATION SYSTEM													
	ALUMINIUM SULPHATE WITH:		AMMONIUM ALUM WITH		POTASH ALUM WITH		FERRIC CHLORIDE WITH		COPPERAS WITH		CHLORINATED COPPERAS WITH		MANGANOUS SULPHATE WITH	
	CaO	SiO_2	CaO	SiO_2	CaO	SiO_2	CaO	SiO_2	CaO	SiO_2	CaO	SiO_2	CaO	SiO_2
TURBIDITY AND COLOUR	91.6	97.5	91.0	94.9	90.6	96.9	93.2	98.1	94.8	98.9	90.6	96.0	97.6	99.4
TOTAL RESIDUE	44.1	22.5	43.4	22.1	43.7	22.1	43.7	21.4	45.2	22.5	44.1	20.9	43.4	20.7
C.O.D	77.5	81.0	76.6	82.0	76.6	72.7	76.1	83.0	79.9	83.6	77.5	83.6	81.3	55.6
B.O.D	83.5	86.0	83.2	86.7	83.8	87.3	83	87.6	86.0	87.9	83.5	84.9	86.0	88.0
FINAL PH (TREATED WASTE)	6.1-8.0	6.9-8.0	6.4-8.1	7.6-8.1	6.9-8.8	7.4-8.3	7.1-8.0	6.3-7.8	7.6-8.4	8.0-8.7	7.0-8.0	7.4-8.4	8.6-9.9	9.2-9.9
COAGULANT DOSE (mg/l)	250-600	100-500	200-600	150-500	200-600	175-600	75-250	100-250	125-350	75-500	125-500	100-500	25-750	50-200
AID-DOSE (mg/l)	100-150	30	100-150	30-40	100-150	30-40	125-175	20	125-175	20-30	125-175	20	175-200	40-50

TABLE . 4.

ECONOMIC ASPECT OF COAGULANTS IN THE TREATMENT OF TEXTILE WASTE (COST IN £.E. PER m^3 OF WASTE)

COAGULATION SYSTEM	ALUMINIUM SULPHATE		AMMONIUM ALUM		POTASH ALUM		FERRIC CHLORIDE		COPPERAS		CHLORINATED COPPERAS		MANGANOUS SULPHATE	
	OPTIMAL DOSE IN $g./m^3$	COST IN £.E.	OPTIMAL DOSE IN $g./m^3$	COST IN £.E.	OPTIMAL DOSE IN $g./m^3$	COST IN £.E.	OPTIMAL DOSE IN $g./m^3$	COST IN £.E.	OPTIMAL DOSE IN $g./m^3$	COST IN £.E.	OPTIMAL DOSE IN $g./m^3$	COST IN £.E.	OPTIMAL DOSE IN $g./m^3$	COST IN £.E.
CaO- COAGULANT	370	0.395	360	0.294	340	0.332	155	0.164	215	[illegible]	235	0.370	100	0.130
SiO_2- COAGULANT	320	0.344	420	0.344	385	0.378	200	0.210	295	0.280	340	0.428	110	0.143

TABLE .2.

CHARACTERIZATION OF WASTES FROM A TEXTILE FACTORY AT HELWAN

DESIGNATION OF SAMPLE	SAMPLE No	PH	ELECTRIC CONDUCTIVITY $\times 10^{-6}$	DISSOLVED SALTS mg/l	TOTAL RESIDUE AT 105°C mg/l	TOTAL RESIDUE AT 600°C mg/l	ORGANIC VOLATILE MATTER mg/l	TOTAL ALKALINITY mg/l $CaCO_3$	TOTAL ACIDITY mg/l $CaCO_3$	CHLORIDES mg/l Cl	AMMONIA NITROGEN mg/l N	ORGANIC NITROGEN mg/l N	C O D mg/l O_2	B.O.D mg/l O_2	SULPHITE mg/l H_2SO_3	SULPHIDE mg/l S	SULPHATE mg/l SO_4	CHLORINE FREE mg/l Cl
BLEACHING DEPT. WASTES	(1)	6.8	714	290	974	308	666	12	Nil	28	0.08	1.22	135	182	Nil	Nil	40	0.08
	(2)	9.2	707	290	584	264	320	192	Nil	40	0.04	0.42	216	160	Nil	Nil	28	0.06
	(3)	7.4	702	330	874	518	356	268	Nil	24	0.04	0.62	136	204	Nil	Nil	25	Nil
	(4)	12.1	11337	6400	4174	3064	1110	OH = [illegible] 2760 CO_3 = 1778	Nil	52	0.02	2.34	118	212	Nil	Nil	42	Nil
	(5)	9.7	860	405	532	416	116	250	Nil	72	0.01	3.46	106	132	Nil	Nil	31	0.48
	(6)	11.3	1987	920	1082	878	204	CO_3 210 468 HCO_3 = 258	Nil	80	0.03	1.13	183	170	Nil	Nil	36	Nil
AVERAGES	—	9.4	2716	1439	1370	908	462	660	Nil	49	0.03	1.53	160	176	Nil	Nil	33	0.10
STARCHING WASTE	(1)	4.8	9523	450	19700	720	18980	Nil	64	60	0.04	12.48	2472	2304	0.38	1.06	25	Nil
DYE HOUSE WASTES	(1)	9.8	3002	1300	3316	2152	1162	360	Nil	658	0.60	12.46	270	198	Nil	Nil	42	Nil
	(2)	9.5	1098	530	668	404	264	494	Nil	32	0.12	4.66	402	366	6.66	0.82	11	Nil
	(3)	8.0	549	270	1466	1028	438	296	Nil	48	0.08	3.28	412	384	8.08	2.02	18	Nil
AVERAGES	—	9.1	1549	700	1816	1194	621	383	Nil	249	0.26	6.80	361	316	4.91	0.94	23	Nil
DYEING DEPT WASTES	(1)	11.0	2164	1000	1668	800	868	CO_3 = 310 500 HCO_3 = 190	Nil	140	0.08	1.12	406	532	Nil	Nil	51	Nil
	(2)	9.9	2473	900	1712	988	724	444	Nil	186	0.07	2.34	1182	882	Nil	Nil	62	Nil
	(3)	10.1	2232	1150	1914	1502	414	CO_3 = 181 560 HCO_3 = 379	Nil	192	0.32	4.48	1050	798	Nil	Nil	112	Nil
	(4)	10.2	3105	1600	3732	1472	2260	CO_3 = 131 508 HCO_3 = 378	Nil	252	0.30	4.02	6102	5444	Nil	Nil	76	Nil
	(5)	8.7	649	290	864	468	396	362	Nil	32	0.06	0.03	260	304	Nil	Nil	12	Nil
AVERAGES	—	9.9	2124	988	1978	1046	932	474	Nil	160	0.15	2.39	1804	1592	0.81	Nil	67	Nil
PRINTING DEPT. WASTES	(1)	11.6	3571	1200	1660	972	686	CO_3 = 120 850 HCO_3 = 1680	Nil	90	0.12	2.04	384	466	Nil	Nil	41	Nil
	(2)	9.7	3210	1900	702	334	368	322	Nil	660	0.06	0.72	413	406	Nil	Nil	36	Nil
	(3)	7.3	1006	480	500	260	240	264	Nil	56	0.02	0.08	980	664	Nil	Nil	21	Nil
	(4)	7.1	708	320	2528	1760	768	282	Nil	64	0.60	0.04	98	104	12.50	6.7	28	Nil
	(5)	7.7	510	220	384	232	152	160	Nil	48	Nil	1.11	256	408	Nil	Nil	10	Nil
	(6)	7.6	510	230	230	190	40	164	Nil	40	0.83	0.83	582	449	Nil	Nil	21	Nil
	(7)	7.4	510	240	482	244	180	108	Nil	88	0.61	2.04	446	211	1.52	Nil	14	Nil
AVERAGES	—	8.3	1431	685	918	573	338	303	Nil	135	0.17	1.03	464	394	1.91	0.83	28	Nil
TEXTILE FINAL EFFLUENT	(1)	8.1	1373	460	1160	796	364	384	Nil	120	0.12	1.12	450	368	Nil	Nil	31	Nil
	(2)	8.3	1256	630	946	694	252	323	Nil	240	0.20	1.24	333	282	Nil	Nil	35	Nil
	(3)	10.2	1253	660	1030	590	340	458	Nil	92	0.65	2.22	298	432	Nil	Nil	27	Nil
	(4)	10.1	1253	610	1038	712	326	452	Nil	86	0.38	1.18	352	352	0.21	Nil	27	Nil
AVERAGES	—	9.2	1286	640	1043	723	333	405	Nil	138	0.33	1.43	358	351	0.05	Nil	30	Nil

TABLE 1.

CHARACTERIZATION OF WASTES FROM A TEXTILE FACTORY AT CAIRO

Designation of sample	Sample No	pH	Electric conductivity ohm⁻¹ cm⁻¹ 10⁶	Dissolved salts mg/l	Total residue at 105°C mg/l	Total residue at 600°C mg/l	Organic & volatile matter mg/l	Total alkalinity mg/l $CaCO_3$	Total acidity mg/l $CaCO_3$	Chloride mg/l Cl	Ammonia nitrogen mg/l N	Organic nitrogen mg/l N	C O D mg/l O_2	B O D mg/l O_2	Sulphite mg/l Na_2SO_3	Sulphide mg/l S	Sulphate mg/l SO_4	Chlorine free mg/l Cl
Bleaching with H_2O_2 waste	(1)	8.5	446	180	308	201	107	138	Nil	82	0.02	0.04	744	542	Nil	Nil	66	Nil
Starching dept waste	(1)	5.35	1152	580	1632	512	1180	Nil	148	248	0.04	0.88	1237	1604	Nil	Nil	192	Nil
	(2)	7.1	357	160	368	328	40	144	Nil	56	0.62	0.80	1736	868	Nil	Nil	42	Nil
AVERAGES		6.2	754	370	1030	420	610	82	74	152	0.19	0.84	1486	1236	Nil	Nil	117	Nil
Dye house waste	(1)	11.45	5494	3300	3864	3680	244	1000 (CO_3 = [illegible], HCO_3 = [illegible])	Nil	110	0.84	11.22	476	540	Nil	Nil	132	0.82
	(2)	8.1	1272	610	978	594	384	160	Nil	280	0.88	2.34	426	512	Nil	Nil	54	Nil
AVERAGES		9.37	3383	1955	2421	2137	314	580	Nil	195	0.86	6.78	451	526	Nil	Nil	92	0.41
Mixed dye & colour kitchen waste	(1)	10.7	2381	1400	1732	1558	174	500 (CO_3 = 260, HCO_3 = 240)	Nil	50	0.84	6.12	150	276	Nil	Nil	110	Nil
	(2)	9.7	1552	800	956	808	148	366	Nil	380	0.62	2.28	340	240	Nil	Nil	448	Nil
	(3)	9.7	3968	2200	2768	2296	472	394	Nil	810	0.02	4.28	328	414	Nil	Nil	122	Nil
AVERAGES		10.0	2633	1466	1818	1554	264	420	Nil	392	0.49	4.21	272	310	Nil	Nil	226	Nil
Printing dept. waste	(1)	8.0	647	340	730	372	358	270	Nil	50	3.36	22.10	2380	2280	Nil	Nil	62	Nil
	(2)	8.3	714	370	544	352	182	304	Nil	57	0.62	3.10	204	184	Nil	Nil	288	Nil
	(3)	7.7	904	404	1512	416	1096	114	Nil	76	0.04	6.22	7440	5340	12.8	Nil	182	Nil
AVERAGES		8.0	755	371	929	382	547	229	Nil	59	1.34	10.11	3341	2601	4.2	Nil	157	Nil
Mercerizing waste	(1)	11.8	5102	2810	2854	2556	298	1560 (OH = 840, CO_3 = 660)	Nil	152	1.62	0.81	158	286	Nil	Nil	60	Nil
Washing dept wastes	(1)	7.8	1020	500	888	612	276	320	Nil	48	Nil	Nil	101	300	Nil	Nil	601	Nil
	(2)	8.3	538	200	754	80	174	180	Nil	92	0.02	0.08	223	318	Nil	Nil	50	Nil
AVERAGES		8.0	809	350	571	346	225	250	Nil	70	0.01	0.04	162	309	Nil	Nil	330	Nil
Final effluent	(1)	8.5	1584	710	1032	702	384	150	Nil	330	0.82	3.46	130	246	8.22	Nil	300	Nil
	(2)	9.8	832	320	470	344	76	314	Nil	150	0.86	3.22	992	508	8.08	Nil	108	Nil
AVERAGES		9.1	1206	550	756	526	230	232	Nil	240	0.84	3.43	566	377	8.15	Nil	204	Nil

contents. The sulphite content of the effluent from the Cairo mill marks the undesireable nature of that waste when disposed without treatment into a stream. The least possible limit of dilution requested for safe disposal into a good quality stream (of 8 mg/1. dissolved oxygen content) would run from 1/75 on the average and upwards if 3 mg/1. of O_2 are to be saved for fish life. This theoritical value is based on average values of B.O.D. available from these two particular textile mills. This does not necessarily imply that a general rule could be adopted for cotton finishing wastes. Every case should be treated on its own merits taking in consideration the minimum flow of the stream, the maximum load of waste in question, the adequacy of mixing waste, rational activities of biologic agencies and changes in oxygen solubilities at different temperatures.

The final effluents from the two investigated factories reveal their incomplete equalization on behalf of the sole interaction between different sectional wastes. Possibilities of quality improvement of textile-dyeing wastes by chemical coagulants are highly recommended for rapid effects and economic grounds.

(g) Quality Improvement following Coagulation Treatment :

Table 3 records improvements attained on behalf of seven coagulation systems conducted simulaeously on 15 effluents from the cotton textile industry. All system were capable of securing high treatability levels with manganous sulphate plus activated silica, and copperas plus activated silica being the two foremost methods in succession. Generally speaking, coagulation treatment may secure over 80 o/o B.O.D. reductions, and over 90 o/o removal of turbidity and colour from average raw wastes using any of the 14 combinations listed in table 3. The final pH of treated wastes tend to run within acceptable ranges for all tested systems except that of the manganous sulphate. This is apt to take place when that salt is effecitively employed for coagulation purposes (Gomaa, 1964; Gomaa and Ramadan, 1964). Such a handicap, however, may be overcomed through adequate dillutions or neutralization before disposal into noncompetant streams.

The economic aspect of coagulation treatment (Table 4) gives an estimate of 0.13 to 0.428 £ per each cubic meter of waste according to the selected method to be adopted. Manganous sulphate system secures the highest possible clarity and economic levels.

Chemical precipitation is the most common method of treatment for textile wastes in general. A wide range of chemicals and coagulants have been advocated. Copperas and lime combinations are preferred to all other coagulants by Geyer (1947) and Merkel (1955). Souther and Alspangh (1957 and 1958) used lime, alum, copperas, chlorine, sulphuric acid, and their combinations in the treatment of textile wastes and recorded obtainable colour removals as varying between 80 and 90 o/o; while B.O.D. reductions reached 40 to 70 o/o. In spite of conflicting views as to the best methods to adopt, Masselli et al (1959) along with many other authorities e.g., Gurnham (1955) consider chemical coagulation as the most sensitive procedure for textile waste treatment regardless of variabilities recorded with B.O.D. reductions.

excess of 0.2 to 0.5 o/o. On the other hand, the Helwan factory yielded stronger dyeing wastes which rate 5-6 times in B.O.D. and C.O.D. over normal sewage. Other characteristics to be recorded for the investigated samples from the dye house, dyeing and printing operations are the rich salts and organic including nitrogenous matter.

The significance of pollutional characters from cotton dyeing and printing is absolutely linked with choice of dyes and methods of application as practiced from day to day. To illustrate such possibilities, one may record the various types of dyes entering the cotton industry as including vat, developed, naphthol, sulphur, aniline black, mordant, acid, mineral, and pigment dyes. The methods adopted in the application of these dyes widen the range of pollutional characters owing to the wide range of chemicals that could be used in colour fixation, reduction, development, forcing, modification, imprignation or printing. To enumurate chemicals and thickners used in the dyeing and printing of cotton, Masselli et al (1959) cites sodium hydrosulphite, caustic soda, sodium perhorate, sodium dichromate and acetic acid for the vat dyes. In the direct developed, naphthol, aniline black and sulphur dyes, the possible chemical to use cover sodium carbonate, sodium chloride, sodium sulphate, copper sulphate, formaldehyde, nitrous acid, alkaline beta-naphthol, sodium sulphite, sodium hydrosulpite, glucose, xylose, aniline hydrochloride, sodium chlorate and soap solution.

From a dye house where cotton patterns are designed for printing, ingredients acting as thickners are included, e.g., glycerine, starch, cotton seed oil, gums, albumin, casein and the like.

On the basis of such a wide range of dyes and chemicals that could be used for cotton dyeing and related processes, the nature of discharged wastes bear no defenite characterization apart from repesenting the time at which samples were collected.

(d) Mercerizing Wastes :

This type of waste from the cairo mill (Table 1) shows its highly alkaline nature (pH 11.8) derived mainly from caustics as indicated by alkalinity figures. Also to be noted are the rich salt and residue contents along with nitrogenous matter marking its high pollutional characters. Oxygen requirements qualify this waste as equal in strength to fresh raw sewage.

Mercerizing process aims to the polishing of cotton fibers or cloth to give it luster, strength and better affenity for dyeing. The main chemicals aking place in that process are sodium hydroxide solutions from 10 to 30 o/o strength. The stretched cloth is then rinsed several times to release all caustic soda present. Acidification and frying then be carried out.

It is a common policy among textile industries to recover the caustic soda from mercerizing wastes via evaporation or dialysis, where after, it enters runing operations once more.

(e) Washing Wates :

Actual significance of such wastes depends mainly on processes taking place at time of collection. The wastes to be discussed here were collected from the finishing department at the Cairo mill (Table 1) To be observed is the marked drop of the alkaline pH range towards neutrality, and the marked dilutions taking place in the soluble and insoluble contents. Strength of these wastes based on their B.O.D. requirement equals those of raw fresh sewage. Of significance in one sample, however, is the marked release of sulphates (610 mg/1.). This may be due to incorporation of sulphates during softening with detergents or during dyeing.

(f) Final Effluents :

Variations in quality between effluents from the same factory are evident. These could be judged by the marked changes in the pH, total residues, C.O.D. and B.O.D.

actually 4 times higher than those present in the peroxide wastes of the Cairo factory.

The release of H_2 O_2 in bleaching wastes although not traced, yet there is every indication to believe in its destruction before leaving the factory. This may be assumed on the basis of the presence of reduced sulphur forms in the final effluent.

(b) Starching Wastes :

In comparing starching wastes from the two factories, one finds that both maintain very high C.O.D. and B.O.D. figures. However, the Helwan wastes are twice as much stronger in that respect than the Cairo wastes. The organic and volatile contents denote to their marked high organic loads. In fact, the organic-volatile portion in the residues of the Cairo wastes amount to 49 o/o of the total residues, while that of the Helwan mill may reach up to a 96 o/o. Such differences may be largely derived from variations in processing techniques, concentration of starching materials, and procedures adopted for rinsing. The conditions prevailing at the time of sample collection should be taken into consideration.

It may be worthwhile to indicate that starching wastes hold variable amounts of acids, the strength of which also vary. In our case, the Helwan wastes bear stronger acids than those present in the Cairo wastes. This could be judged from comparing pH values with actual total acidity figures.

The presence of reduced sulphur forms in Helwan starching wastes adds anothed disadvantage as to its quality when compared with the Cairo wastes. Pdevailance of anaerobic conditions is inevetable with all nuisance and oxygen robbing potentialities when starching wastes from the Helwan factory, are mixed with other wastes or inadequately dumped into a stream.

In surveying the conditions pertaining to the quality of straching wastes from the cotton textile industry, one finds that strach is used in the sizing of threads and cloth to provide them with strength and smooth texture. The removal of starch from primary cloth (grey goods) takes place in another process known as the desizing. Enzyme solutions are generally used to slash (hydrolyse) that starch leading to the formation of glucose which is a major contributor of the high B.O.D. content of these wastes. Estimates of B.O.D. values of wastes from these processes run between 400 and 100,000 mg/1. according to Masselli et al (1959). Acid desizing may be also used with H_2 SO_4 solutions of about O.5 o/o. This method, however, is not preferred to the enzyme procedure which is regarded as gentle and more finer. Among the technical difficulties accompanying acid desizing are the possibilities of side reactions with the remains of oil and softeners present on the cloth from former operations (e.g., slashing sizes) with the result of deposit formations of adhesive nature.

Needless to add that besides soluble strach, other ingredients may take part or even replace starch in the sizing process. Examples to this may include resing, cellulose derivatives, gelatin, glue, gums, polyvinyl alchol and the like. Bearing this in mind, one is apt to consider starching wastes as having no precise characteristic boundaries.

(c) Dyeing and Printing Wastes :

A superb example as to the influence of processing techniques on the quality of resulting wastes may be gathered from dyeing and printing operations. A common feature in the two investigated factories, however, is the alkaline pH range of such wastes and the presence of hydroxyl-alkalinity in most cases. Also to be stressed upon is the common presence of excess chlorides, sulphates, reduced sulphur forms, and the markedly high B.O.D. and C.O.D. requirements. At the Cairo factory (Table 1), the printing department contributed wastes 8-11 times stronger than ordinary sewage; while that at the Helwan factory (Table 2) was equal to sewage oxygen requirements with a slight

tile factories of different capacities. Feasibility of chemical treatment of final textile dyeing effluents has also received consideration.

MATERIAL AND METHODS

One cotton mill at cairo and another at Helwan formed the subject of the present investigation.

Waste samples were collected from different departments as well as the final effluents at the point of leaving the factory. This was repeated several times in order to obtain a representative picture of each of these wastes as influenced by changes in processing and various shifts. Care was taken to collect large representative samples in polyethylene containers. a Well-mixed sample was then subjected to analysis within 2-hours from collection adopting the APHA-Standard methods (1955).

The treatability of 15 samples of textile-dyeing wastes from the cotton industry has been explored using coagulants and coagulant-aids. Chemicals used include the common coagulants belonging to aluminium and iron salts as well as a newly introduced coagulant; namely, manganous sulphate. The two aids selected for this investigation are lime and activated silica. All chemicals were prepared in fresh form using bidistilled water to make solutions bearing 10 mg. from a particular salt per 1 - ml. As to CaO, a suspension was prepared to carry 100 mg. lime per 1 - ml. of solution. In preparing silica solution the Hay-method (1944) was adopted, and a 1 - ml. of preparation contained 10 mg. SiO2.

Simulaneous tests were made from all aided-coagulants to study their relative maximal effeciencies by means of the jar test as devised by Cohen (1957). Improvement in treated waste quality was followed through reductions obtained in turbidity and colour, total residue content, the chemical oxygen demand (COD) and the biochemical oxygen demand (BOD). The pH of the treated effluent was also considered to judge its suitability for disposal into streams.

RESULTS AND DISCUSSION

The characterization of effluents produced by the Cairo factory (Table 1), and the Helwan factory (Table 2) clearly show the constant variability in wastes from all processes runing in textile-dyeing industries. The verification of these findings may be argued on the following grounds :

(a) Bleaching Wastes :

Bleaching with chlorine in the form of hypochlorite is adopted by the Helwan factory. The marked alkalineshift in the nature of that waste is not common. The presence of high alkalinity figures with a hydoxyl fraction may explain the reason for such abnormality. It may have resulted from inadequate washings during previous processes, e.g., kiering, thus leaving remains of strong caustics. Of major interest in typing this particular waste is its C.O.D. and B.O.D. requirements which tend to rate as those of fresh sewage.

Residual chlorine content, of at all present, may be regarded as negligible. This denotes to its complete distruction by organic constituents and fibers present in the waste; a point of favour to its quality. This may be supported by the absence of reduced sulphur forms which denote to natural organic destruction, or to the adequate use of reducing agents such as sodium bisulphite taking no chance of allowing an excess of that undesirable substance.

Peroxide bleaching as practiced by the Cairo factory yielded wastes having 3-4 times higher B.O.D. and C.O.D. values if compared with the hypochlorite process. This seems to depend mainly on the type of penetrants employed rather than the fiber content of the waste. This could be judged by the low content of organic residues in the peroxide waste as compared with the hypochlorite method. Organic and volatile matter in the Helwan bleaching wastes are

WASTE CHARACTERIZATION FROM TWO EGYPTIAN TEXTILE MILLS

BY

F.M. RAMADAN, A. ABDEL-WARITH* & H.M. GOMAA

Water Pollution Unit, National Research Centre, Dokki, Cairo U.A.R .

SUMMARY

Survey on processes running in two Egyptian cotton mills revealed the wide diversity in waste characters and final effluents. Highest B.O.D. Figures may be found with starching and dyeing wastes.

The mixing of departmental wastes may achieve certain improvements regarding equalization but there still remains the undesirable alkaline nature (exceeding pH 9), reduced sulphur forms and oxygen requirements exceeding those of raw sewage. Oxidizing agents, however, such as chlorine or H_2O_2 are usually destroyed before the wastes leave the factory.

Treatability of cotton dyeing wastes proved to be possible via coagulants and coagulant aids. Reductions in B.O.D. may surpass an 80 o/o level, while 90 o/o of the turbidity and colours may be removed.

The introduction of manganous sulphate aided with activated silica calcium oxide gave superior clarification results when compared with other known coagulants. Also, it affords a better method of treatment from the economic side.

INTRODUCTION

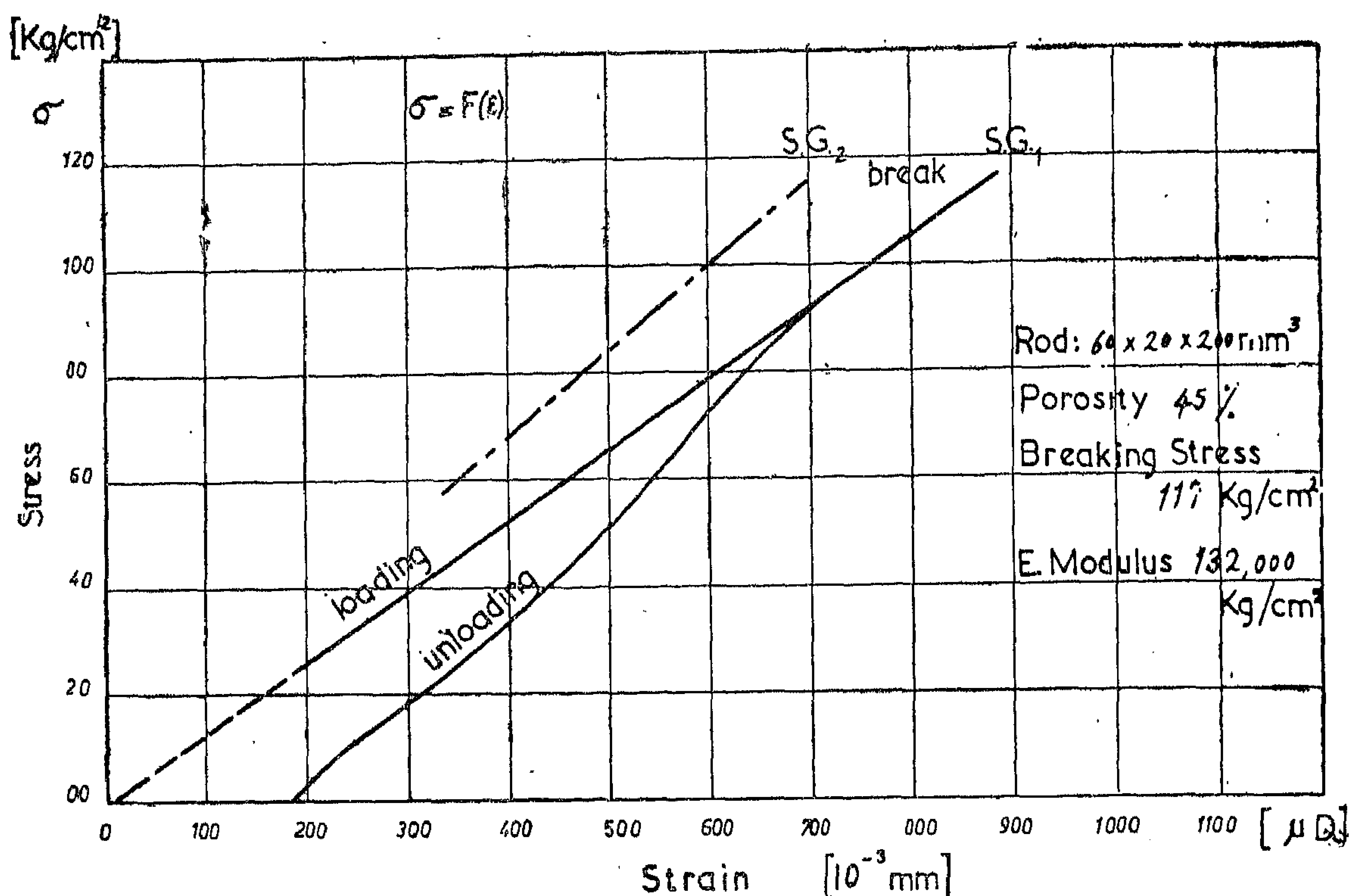
Textile finishing wastes are extermely variable in composition on behalf of the wide spectrum of fibers and chemical formulae employed in that industry. The use of strong caustics in the kiering process for cleaning and dewaxing of cotton fibers is universal procedure which leads to a highly alkaline type of waste from such operations. The everchanging need for different colours imposes itself on the magnitude of instability in the wastes leaving the dyeing and printing departments. The final effluents from textile industries are bound to be influenced by other operations running at the same time such as the bleaching, mercerization, starching and destarching processes. The number of chemicals and their combinations which can be used during such operations give a wide margin of choice to be adopted according to the needs and likings of those runing the work.

The pollutional effects of textile wastes on streams largely depend on the care taken to ensure adequate equalization between different departmental effluents to secure self-neutralization, and, on the elimination of high organic loads and toxic substances. The balance between volume and strength of a textile effluent and the nature of a receiving water body should be worked out for each on its own merits with the result of an acceptable rate of dilution to be reveiewed from time to time.

The present investigation deals with waste characterization from two cotton tex-

---

* Assistant Professor ,Faculty of engineering, Ein-Shams University.



STRESS STRAIN RELATION
Fig. (4)

$$P = I - \frac{\gamma^P}{\gamma_N}$$

where

P = porousity

γ_p = specific weight of porous rod=4. 16

γ_n = specific weight of normal cast — iron rod = 7 — 6

$$P = I - \frac{4.16}{7.\ 6} = 0,45 = 45\ \mathrm{o/o}$$

Two S. Gs were fixed on one rod, put in hot oil of 80 C° for 96 hours, a certain Bending moment was applied. The readings were olmost constant all over the time, which shows that the prescihed method is the required for this test.

In order to get the stress - strain relation, 2 S. Gs was fixed on the two sides of the rod, and the rod was tested by a universal testing machine under tension. The stress was calculated while the strain was measured by philips bridge. The test results are shown in fig. (4), for SG_1 and SG_2 that means the stress at both sides of rod. From this figure it shows that the strain is not equal for both sides, as a result of porousity and occured Bending. Inspite of the decreased thickness (6mm) the strain at one side is great than the other side by 175 u (10^{-3} m). The breaking load was found to be 177 Kg/cm², the modulus of elasticity was found to be 132000 Kg/cm², after releasing the load, a permanent strain of 150×10^{-3} mm was found.

CONCLUSION

The measuring of mechanical stresses on porous metal under severe condition, by means of strain gauge is nowaday possible by appling strain - gauges with nonpaper - carrier and suitable covering meduim. It is important to determine the stress - strain relation. When the metal is not thin a certain error is to be considered, as the strain at both sides will not be equal. The porousity is to be defined, and affect great by the stress - strain relation.

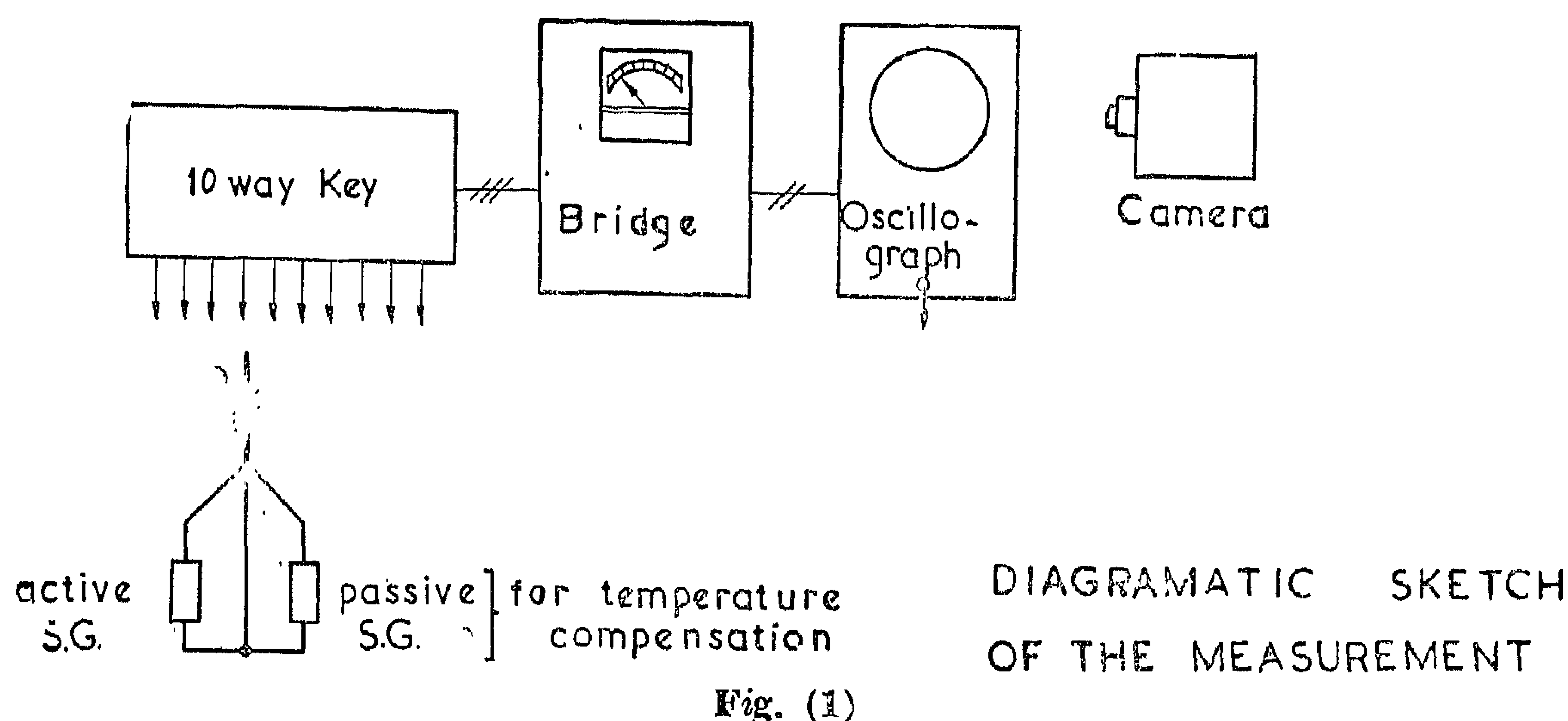


Fig. (1)

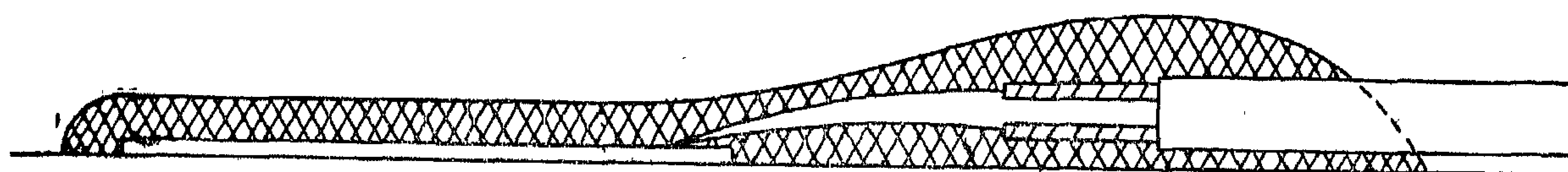


Fig. (2).
Shows the method of protecting the strain-gauge against hot oil effect.

the Oscillogroph is to be syncronised at the frequency of the compressor while it is running. Fig (1) gives also a diagrammatic sketch for the required apparatus and its connection.

The problem which arise, when measuring the stresses by means of S.G. on porous metal under severe condition of oil presence and temperature, are the fixation of the S.G. and its protection against oil, and the determination of the stress - strain relation.

In case of porous metal, S.G. with greater area are required (6×8 mm^2 — 600 Ω). In case of hot oil presence, the carrier has not to be of paper otherwise it will be spoiled. The prous metal has not to be cleaned by Alkahol, the S.G. is to be fixed by the means of P.R. 9244/0.1/0.2 (Elektro-spesiol). The covering meduim is to be P.R. 9244/03 : 02 as shown in fig (2).

To determine the stress - strain relation, and also to be sure of the precribed method, two rods of highly porous cast - iron were tested.

Length of rod = 200 mm

cross section = 6×20 mm^2

The rods were highly porous as shown in fig (3), and to get a difinition for the porousity, it seems to be logic to consider the specific wieghts of the porous rod and the cast iron.



Fig. (3)
Shows the porous metal (Scale I=I).

THE POSSIBILITY TO MEASURE THE STRESSES BY MEANS OF STRAIN GAUGES FIXED ON POROUS METAL UNDER SEVERE CONDITIONS

By

Dr. ENG. SAAD YOUSEF MOHAMED

Department of Naval Architecure and
Marine Engineering
Faculty of Engeering
Alexandria Uniersity

This project was intended to measure the stresses at the cross - head guide of high pressure reciprocating compressor in Assuan. The metal at the cross - head guide was found to be porous at this position. A large quantity of oil was found to flow to the foundation. This porous position was remidied and filled, with the result that the cross - sectional - area at this position was reduced. The problem was to measure the stresses at this position to see if it is within allowable limits or not.

This probles gave rise to three other problems. First how could the stresses at the cross - head guide be measured, inspite of the sliding action between shoe and guide. The second problem was how to measure the stresses on porous metal, and what is the difinition of porousity. The third problem was the fixation of the strain gauges on porous metal inspite of the higher temperature and oil presence.

The stress was first calculated on the Bendnig moment. The modulus of section was calculated and Bending moment also. The calculated stress was olost within allowable limits, but it was not enough to ensure, or to give an idea about the flow of stress in this position, or the consentration of stresses.

To measure the stresses in this case was possible by means of strain gauges (S.G.). To measure the stresses at different position while the compress or running was only possible at the sides of the guide.

Measuring the stresses under the shoe was only possible at still stand condition. But a certain torque was applied at the crank to give the required Bending moment at the cross - head guide.

STRESS - MEASUREMENT

The usual method to measure the stresses in this case was by meas of strain gauges. The idea is to measure the strain by means of a thin wire which has a certain resistance. Changing the length of this thin wire will cause a change in the resistance and hence in the current flowing which can be measured by means of a bridge.

The stress can be known when the stress strain relation is known

$$\sigma = F(\varepsilon)$$

where σ = stress

ε = strain

When measuring the stress at hot position, the thin wire will expand and given a certain strain with out applying any force. In order to conpensate the effect of temperature, another strain gauge is to be connected as shown in fig (I). This strain gauge will be free while the active strain gauge will be fixed on metal surface, but both strain - gauges are maintained at the same temperature. When the stresses are to be measured at different position, amany poles Key can be used. To have the stress - time diagramm on the Oscillogroph glass the frequency of

1. It is obvious that the umbrella tent type rig of 3.1 in its two cases of hook swinging, provide the most stable rig of all types considered. For general practice, it has been shown that for more positive stability of the load center of gravity, the length of the load lines **B**D and CE are made as short as the load permits. This is also a better case for the simple rectangular rig.

2. The birdcage type of rig, if at all has to be used, must be handled with care. The load lines **BO** and CE should be made shorter for smaller ϱ and better load stability. The load handling line **BO** and spreader **BC** should be made larger than their corresponding lengths in the umbrella tent rig, to counterbalance the action of the load that tips at a greater rate than the spreader in this case, i.e. when the load is in the unstable area, it exhibits an accelerating tipping action. If this may occur, the load can be restrained by blocking or tieing sling legs as high as possible on the load as shown in Figure (10).

3. All the other given rigs in which the center of gravity of the load is unstable must be avoided.

4. Vertical instability problems can be controlled by a three point program thus ; i. Design of handling rigs to provide positive equilibrium, ii. Training of rigging personnel to recognize and evaluate stability, and iii. iii. Careful supervision to insure that adequate margins of stability are achieved in each handling application.

References

1. Churchill, j.A. and School, R.F., "HITCH STABILITY" Allis-Chalmers Electrical Review, Fourth Quarter, 1962

2. „Careful with that Hitch", Editors Review, Mechanical Engineering of the ASME, july 1963.

3. Rosenauer, N. and Willis, A.H., „ Kinematics of Mechanisms" Associated General Publications, Sydney, Australia, 1953x

4. **B**eyer, R., „The Kinematic Synthesis of Mechanisms", McGraw Hill **B**ook Company, Inc., N. Y., San Francisco, 1963

FIGURE 21

FIGURE 22

FIGURE 23

FIGURE 24

$$\varrho = \frac{(5.14 \tan 66 - 1.2\times 2)^2 (5.14 - 2.67) \sin 132}{2(5.14 \tan 66 - 2.4) \sin 132 + 4\times 2.67\times 5.14} \qquad \varrho = 1.69 \text{ cm.}$$

Graphically $\varrho = 1.7$ cm.

However, for the particular case when the rig is rectangular or $\Theta = 90°$, this treatment fails to give an exact value for ϱ, since in such case r and r_c will be infinitely long and equation (1) becomes indeterminate. For this case, ϱ can be obtained directly from the graphical solution shown in Figure (17) and is equal to „a" in the parallelogram ACED

The analytical determination of ϱ for case (2) of this type of rig is more elaborate, since it contains various combinations of angles of inclinations of the rig links as shown in Figure (18). In this case, the graphical representation of ϱ is straight forward, and as can be seen in Figure (18) with a tilting angle **BAB**$_1$ within 25°, the radius of curvature ϱ of the center of gravity does not vary appreciably from its value for case (1)

4.2 Birdcage Linkage.

Consider the birdcage rig linkage AFCED shown in Figure (24). Here, Θ is the angle between the cranks and fixed link**BC**, which also equals ψ.

Similar to case (1), applying Euler- Savary equation for point E yields.

$$\delta = \frac{cd}{(d - c) \sin 2\Theta} \qquad \text{.............. (8)}$$

Therefore, for G, since $\varrho' = r_{C_g} - r_g$ in this case

then $\quad r_g^2 + \varrho\,(r_g - \delta \sin \psi_g) = 0 \qquad$ but $\psi_g - 90°$

from which $\varrho = \dfrac{r_g^2}{\delta - r_g}$

yielding upon putting r_g and δ in terms of the links

$$\varrho = \frac{(c \tan \Theta + 2g)^2 \ (d - c) \ \sin 2\Theta}{4\,c\,d - 2\,(c \tan \Theta + 2g)\ (d - c)\ \sin 2\Theta} \qquad \text{.......................... (9)}$$

Obviously ϱ is larger than its corresponding value of case (1) from equation (7) for the same lengths of the links and values of g, since its numerator increases faster than the denomenator.

In order to compare the analytical and graphical solution for determining ϱ in this case, let us consider the following example :

c — 2.6 cm, d — 4.2 cm., $\Theta = 74°$, g = 1.15 cm Figure (19). Substituting in equation (9) we have

$$\varrho = \frac{(2.6 \tan 74 + 2.3)^2 \ (4.2 - 2.6) \sin 148}{4 \times 2.6 \times 4.2 - 2\,(2.6 \tan 74 + 2.3)\ (4.2 - 2.6 \ \sin 148.}$$

$\varrho = 4.5$ cm.

Graphically ϱ — 4.47 cm.

5x CONCLUSION

From the foregoing analysis, several main points concerning stability of handling rigs can be drawn out :

(21) similar to the previous cases . Then Cg the center of curvature of G is obtained by the intersection of $Q_{23}C$ with ray3. It can be seen from Figure (21) taht C_g is below G for which the path of G will be a concave curve i.e. G is unstable and loading in this case is dangerous and should be watched.

3.4 Umbrella Tent with Crossed Cranks

Another possible rig of unfamiliar shape is considered. This is the umbrella tent with crossed cranks as shown in Figure (22). It is represented by a crossed four bar linkage BCDE with upper centers B and C. By a similar construction, the colloneation axis for rays 2 and 3, and Cg the center of curvature of the path of G can be determined. It can be seen from Figure (22) that Cg comes below and near to G, thus indicating a more concave path for G than in case 3.3. Therefore, this case is very unstable and should be avoided.

.4 ANALYTICAL DETERMINATION OF RADIUS OF CURVATURE

In order to assess the factors affecting the variation of the radius of curvature of the rig center of gravity, the magnitude of the radii of curvature of the center of gravity for the first two stable types, namely the umbrella tent and birdcage, are determined analytically in terms of rig link lengths and their inclinations.

4.1 Umbrella Tent

Consider the rig ABCED of an umbrella tent type as shown in Figure (23). Let the hook point be A, the lengths of the fixed link BC, cranks and parallel coupler be d, a, c respectively and the inclination of the cranks to the coupler be the angle Q. Let the angle between the common tangent T and the ray PE be ψ.

Applying the Euler-Savary Equation for point E for which

$r = PC + a$, $r_C = PC$ and $\psi = \Theta$ yields

$$\frac{1}{PC + a} - \frac{1}{PC} = \frac{1}{\varsigma \sin\psi} \quad \text{............. (1)}$$

where δ is the diameter of the inflection circle for this case

$$\delta = \frac{-PC\,(PC + a)}{a \text{ cin } Q} \quad \text{................ (2)}$$

since, $PC = \dfrac{d}{2 \cos Q}$ and $\cos Q = \dfrac{c - d}{2 \ a}$

then $\delta = \dfrac{-d\,c}{(c - d) \sin 2Q}$ ....(3)

Again for G :

$$\left(\frac{1}{r_g} - \frac{1}{r_{C_g}}\right) \sin \psi g - \frac{1}{\varsigma} \quad \text{..... (4)}$$

Since $\rho = r_g - r_{C_g}$

Therefore, $r_g^2 + \rho \; (\delta \sin \psi g - r_g) = 0$ ..(5)

from which $\rho = \dfrac{r_g^2}{r_g - \varsigma \sin \psi g}$ ....(6)

Since in this case $\psi g = 9^\circ$

then, $\rho = \dfrac{r_g^2}{r_g - \varsigma} = \dfrac{((r_c + a) \sin\Theta - g)^2}{(r_c + a) \sin\Theta - g - \varsigma}$

or upon rearranging

$$\rho = \frac{(c \tan\Theta - 2g)^2 \, (c - d) \sin 2\Theta}{2(c \tan\Theta - 2g) \, (c - d) \sin 2\Theta + 4dc}$$

.... (7)

It can be seen from equation (7) that for the same rig links a, c, d and height of center of gravity which is g, δ increases as Θ increases. This is also obvious from the graphical solution shown in Figure (16). Another alternative application of more positive stability is that ρ decreases for the same c and Θ if d increases or a decreases i.e. the length of the load lines BD and CE are made as short as the hoisted load permits.

In order to compare the analytical and graphical solution for determining ς, let us consider the following example :

From Figure (16) we have

C = 5.14 cm, d = 2.67 cm, $\Theta = 66^\circ$, g = 1.20cm

Substituting in equation (7) we have

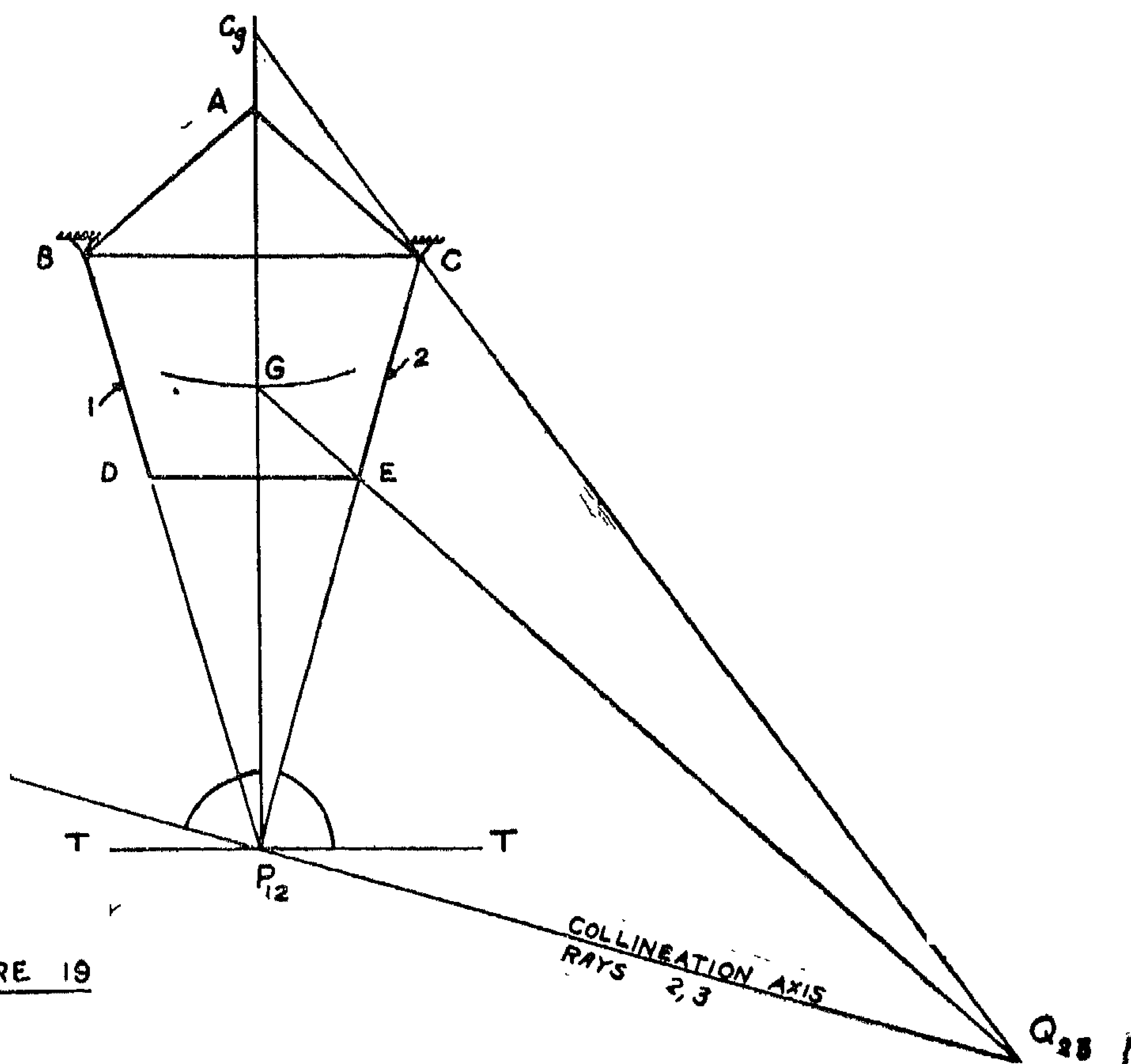


FIGURE 19

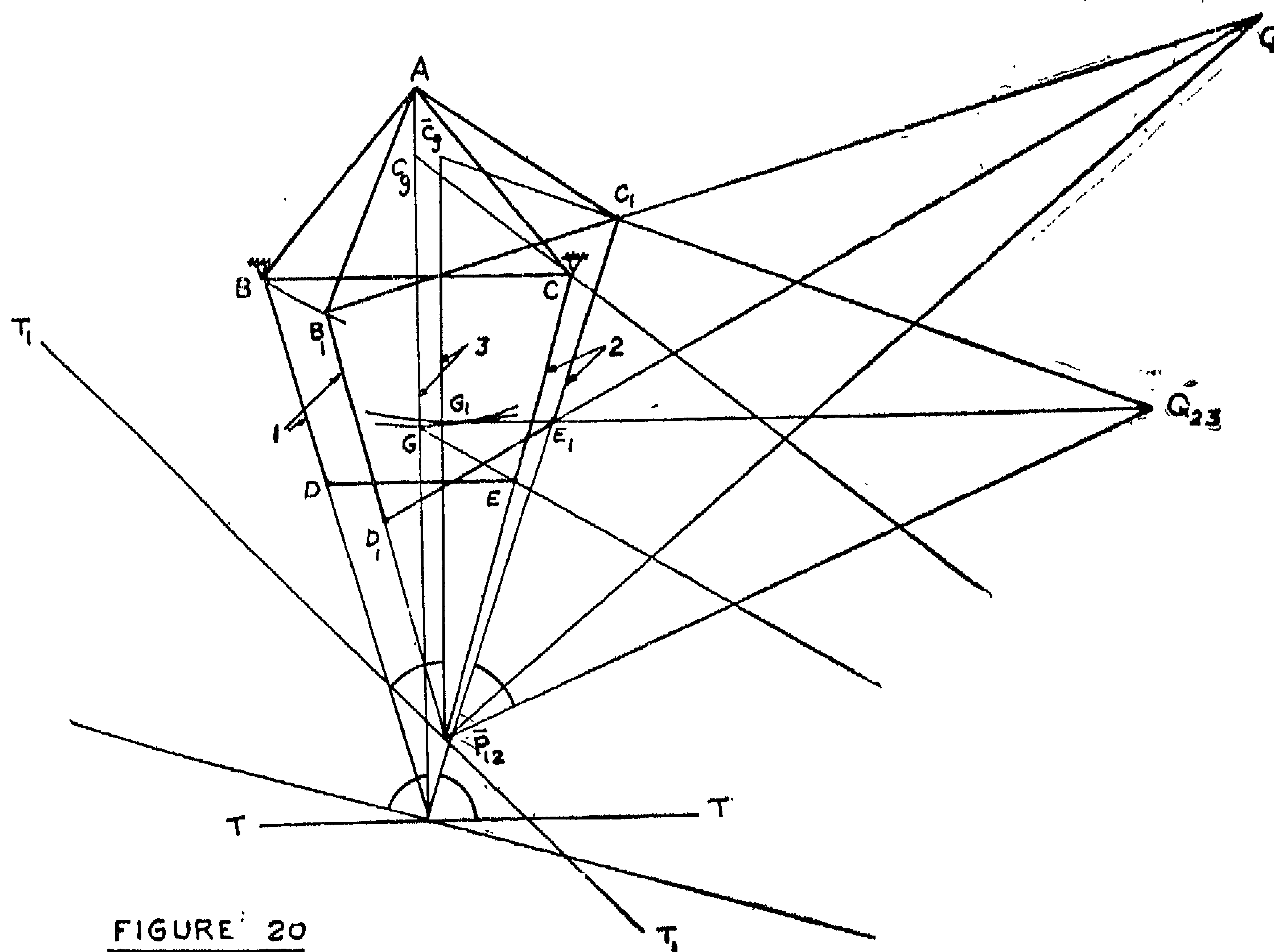


FIGURE 20

which subtends with ray 1 an angle equals that which ray 2 subtends with the common tangent T_1T_1 to the inflection circle. Make theangle $T_1P_{12}G_1$ between T_1T_1 and ray 3 equal to the angle $C_1\overline{P}_{12}\overline{Q}_{23}$, where $\overline{P}_{12}\overline{Q}_{23}$ is the collineation axis of rays 2 and 3 and meets E_1G_1 in Q_{23}. Join $C_1\overline{Q}_{23}$ to intersect $\overline{P}_{12}G_1$ in $\overline{C}_g$. Therefore the path of G to G_1 in this case will be the envelope of all instantaneous curves of G, G_1 .. etc. with C_g, $\overline{C}_g$ .. etc. as centers, since every position will have a seprate pole P_{12}.

3.2 Birdcage Linkage

Another possible shape of a handling rig is shown in Figure (13) and best known as birdcage linkage. It has a trapezoid shape inverted to that of the umbrella tent, i.e. with the smaller parallel side at the bottom. Now, consider this shape to be a four bar linkage BCED as shown in Figure (19), in which B and C are also the centers of rotations for the cranks BD and CE ; BC being the fixed link. Let A be the po.nt of attachment of the hook, and G the load center of grav.ty such that the triangles sABC and GDE are similar. The choice of the position of G here is optional ,but it is preferred to refer to the case of similar triangles as a case of neutral stability for a rectangular rig as was explained in case 1 of 3.1. Also, for this rig arrengement, two cases will be considered :

Case (1). When the center of gravity moves instantaneously about the same pole P_{12}, which comes below the parallel base of the rig. This is the case when the rig swings about the centers B and C, while the hook point A and triangle ABC are fixed.

Again, let the lines from P_{12} to B, C and G be denoted by rays 1, 2 and 3. Applying Bobillier's construction in a similar way to 3.1 case (1), C_g the center of curvature of the path of G may be determined as illustrated in Figure (19). It can be seen in this Figur that C_g comes above the hook point A which coincided with C_g for the case of a rectangular rig as in Figure (17). Hence the radius of curvature of G is larger in this case which renders for G a path less convexed than in all the previous cases i.e. less stable.

Case (2). When the center of gravity moves about the hook attachment point A as shown previously in Figure (15). This is again a case when the whole rig is rotated about A an angle BAB_{12}. By a trial method, the new pole $\overline{P}_{12}$ can be localted such that the vertical through G_1 must pass through $\overline{P}_{12}$ as shown in Figure (20).

In a similar way to 3.1 case (2) using Bobillier's construction also, C_g and $\overline{C}_g$ the centers of curvature of G and G_1 can be determined for both locations of poles P_{12} and $\overline{P}_{12}$. In this case, the radii of curvature are nearly equal to cases (1), as can be seen from Figure (19) and (20). Therefore, the path of G to G_1 will be the envelop of all instantaneous curves of G, G_1 ..etc. with C_g, C_g .. etc as centers and in this case also less stable.

3.3 Umbrella Tent with Inverted Centers.

This is a case similar to the rig shown in Figure (3). Consider this rig to be a four bar linkage BCED as shown in Figure (21), in which B and C are the centers of rotation of cranks BD and CE denoted by the rays 1 and 2 ; BC at the bottom in this case being the fixed link. Let A and G be the point of hook attachment and center of gravity respectively such that the triangles GBC and ADE are similar here (reference condition). Since the load on this rig will be found unstable, a single case of swinging about the pole P_{12} will only be considered.

First, the collineation axis of rays 2 and 3 $P_{12}AG)$ is determined as shown in Figure

G is on ray $P_{12}G$ denoted by 3, and produce it to meet the collineation axis of rays 2 and 3 in Q_{23}. Joint $Q_{23}C$ to intersect ray 3 (or $P_{12}G$) in C_g, the center of curvature of G at this position. Since in this case the curve of rotation of G about C_g is concave upwards, therefore the rig is stable.

As P_{12} moves towards A, C_g becomes $\bar{C}_g$ nearer to G which means that in the case when the rig is so constructed that BD_1 and CE_1 meet at the new pole P_{12} at A, the radius of curvature of rotation of G will be further reduced and still the rotation of G is another more concave curve upwards i.e. more stable condition.

On the other hand, if P_{12} moves from its original position away from A to infinity, C_g will coincide with A in which case GE will be parallel to AC, as illustrated separately in Figure (17). This is, however, the more specific case of simple arrangement where BCED is a rectangle. Hence in a simple rectangular case, the triangles DGE and ABC are always similar for a stable rig as was mentioned previously.

FIGURE 17

Case (2). When the center of gravity move about the hook attachment point A as depicted proviously in Figure (14). This is a case when the whole rig is rotated about A.

(Fig. 18)

A trial method is employed to find the new location of the rig after an angular displacement BAB_1 about A is considered, such that the vertical through G must pass through the new pole $\bar{P}_{12}$ as shown in Fig. (18).

Again applying Bobillier's construction for the original location of the rig with pole P_{12}, is the same as explained in case (1) and hence C_g is the cgter of curvature of G. For the titled position $AB_1C_1E_1D_1$ with thenew pole $\bar{P}_{12}$, however, produce C_1B_1 and E_1D_1 to meet in $\bar{Q}_{12}$. The collineation axis for rays 1 and 2 willbe $\bar{P}_{12}\bar{Q}_{12}$

closely through the path of the load center of gravity. This is done by deetermining gravity. This is done by determining kinematically the center of curvature of the center of gravity assuming BCED a four bar linkage of different possible shapes. Furthermore, for the most stable rig, the radius of curvature of the path of the center of gravity is given also in terms of the rig link lengths and inclinations.

3. DETERMINATION OF RIG STABILITY

3.1 Umbrella Tent Linkage

Consider the more general rig form of the umbrella tent BCED as a four bar linkage in which BC is the fixed link, BD and CE are the cranks and DE is the coupler. Let A be the hoisting hook joint and G the load center of gravity, such that the Triangles ABC and GDE are similar. The idea of similarity between these two triangles will soon be clarified after this analysis.

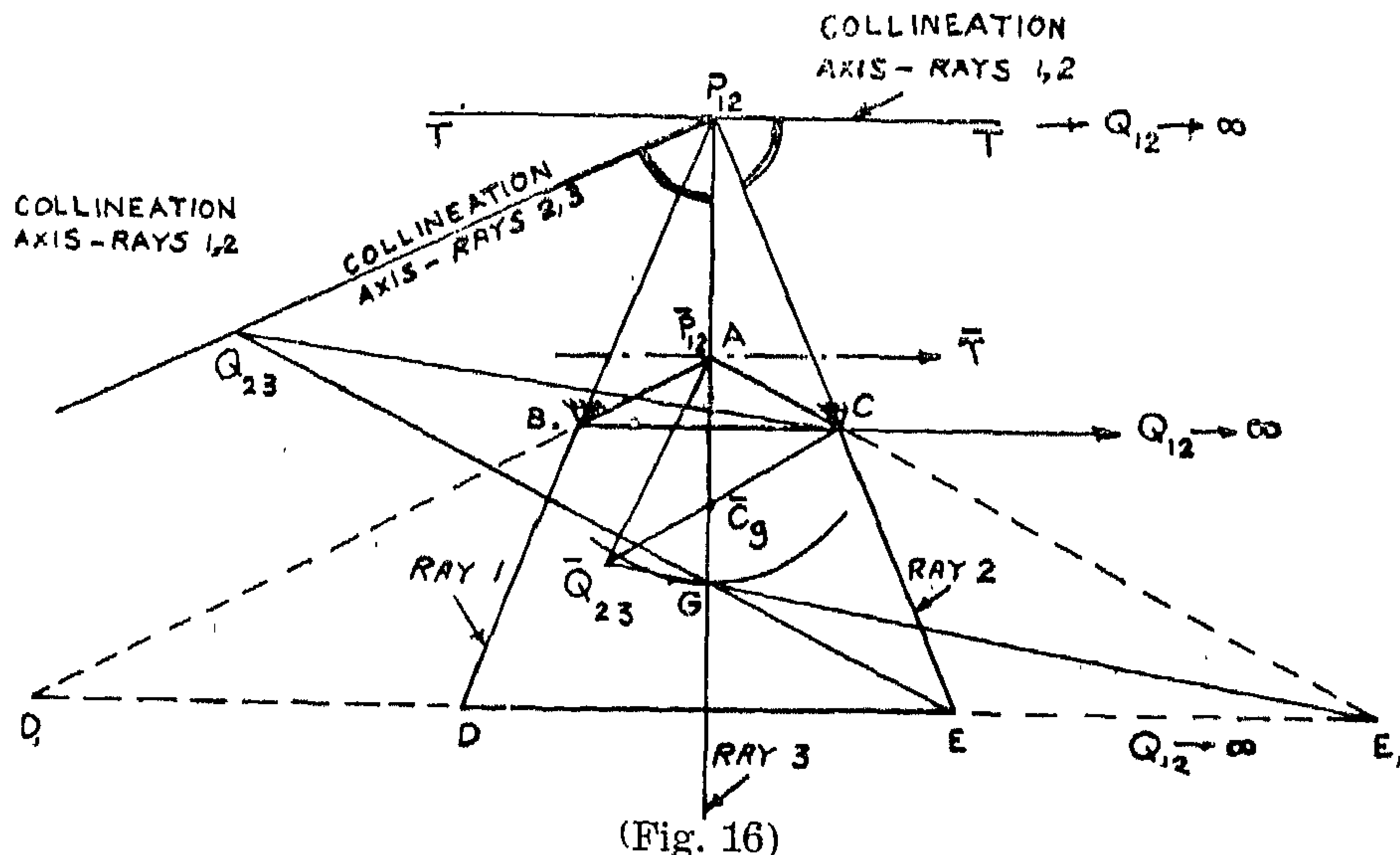
Let B and C be the centers of rotation of the cranks BD and CE which are denoted by rays 1 and 2 in the four bar machanism BCED. These rays BD and CE when produced will meet at the pole P_{12}. Let the imaginary line P12G be denoted by ray 3, which for condition of similarity in the untilted position of the rig, passes through the hock point A.

In order to determine the stability of the rig, the path of the center of gravity must be examined. If the center of curvature C_g of the path of G is found, then for good stability of the load, G_g should lie above G and as near as possible to it. In such case, the path of G will be a concave curve. On the other hand, if C_g comes below G, the path of G is a convex curve and G will tend to take any other point on this curve away from its original position and yields a case of instability for the load.

In the subsequent treatment, two cases will be considered :

Case (1). When the center of gravity moves instantaneously about the same pole P_{12}. This is a case when the whole rig is rotated about P_{12} ; i.e. when the hock line P12A rotates an angular deflection about P_{12} instead of A, as shown in Figure (16).

Applying Bobillier's construction, since BC and DE are parallel in this case, these will meet in Q_{12} at infinity. A parallel line $P_{12}TQ_{12}$ from the pole P_{12} to BC and DE is the collineation axis for rays 1 and 2, Since the angle between the collineation xais and ray 2 must be equal to the angle between ray 1 and common tangent $P_{12}T$ to their inflection circle. Join E G where



(Fig. 16)

the new pole. In other words, the path of the Center of gravity and the new positions of the load lines D_1E_1 determine the degree of stability of each rig with this procedure.

If the system is in equilibrium momentarily at the point of assumed maximum swing, the following conditions apply ; that G_1 must be displaced to the right of A and the height of the center of gravity rises for a given angular swing, gives a quantitative measure of its stability. It can also be seen that the case of the birdcage rig is more unstable than the umbrella tent type, since the load line D_1E_1 tips at a greater rate than the spreader B_1C_1.

The aim of this paper, however, is to supplement the graphical treatment just outlined by studying the stability of these rigs more

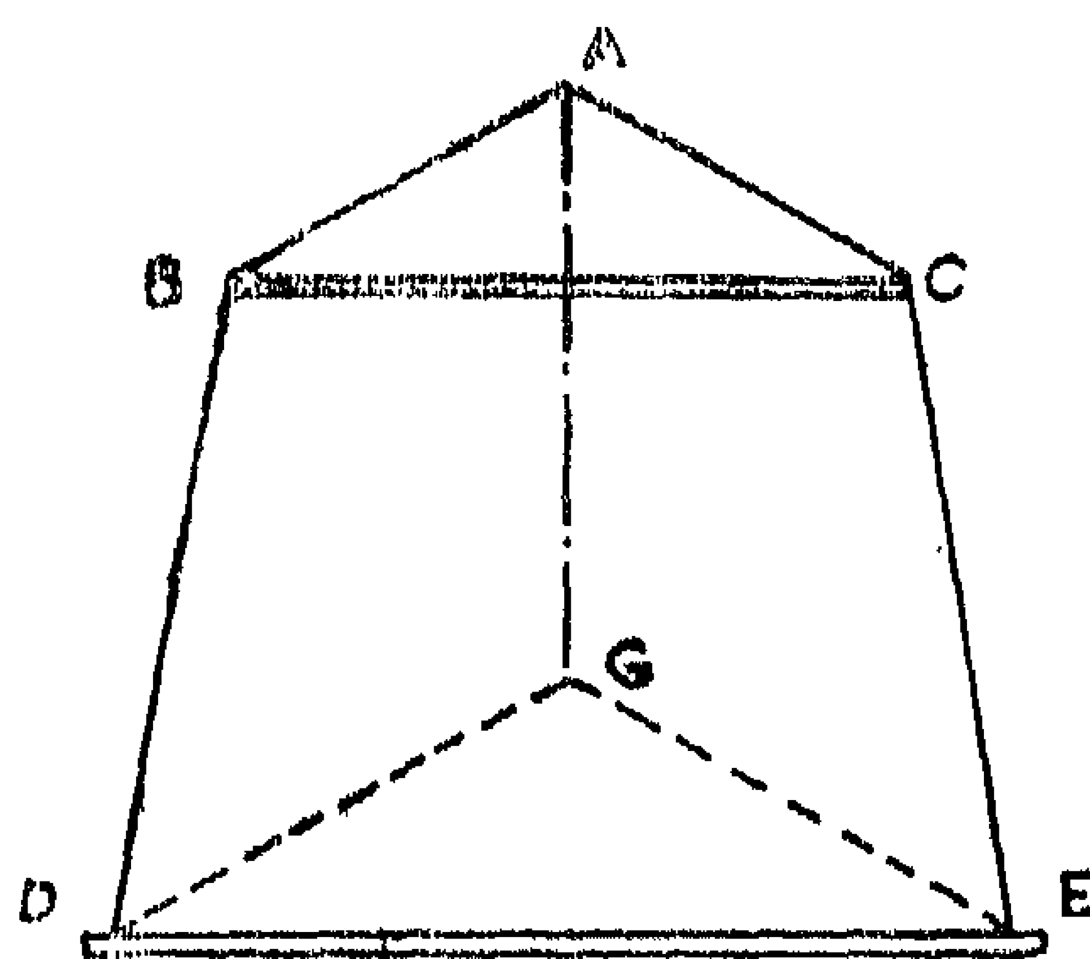


FIGURE 11

UMBRELLA TENT RIG IMPROVES STABILITY

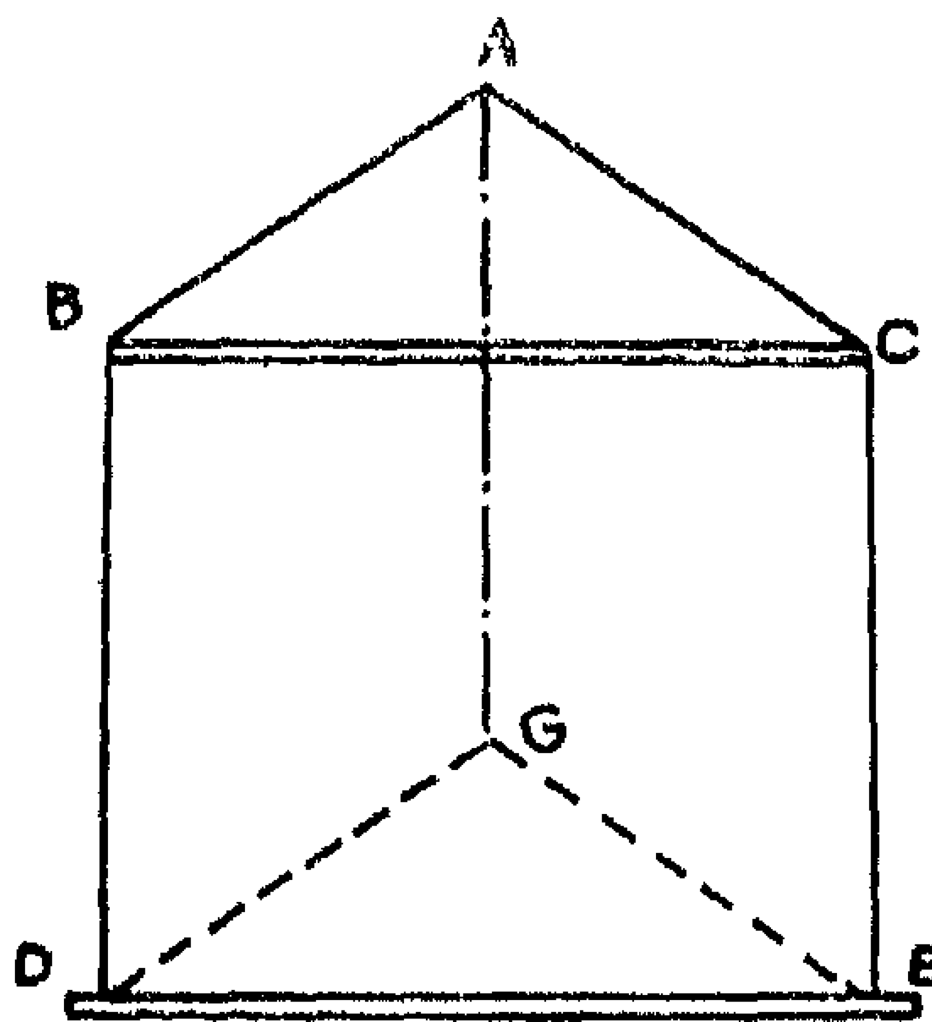


FIGURE 12

SIMPLE RECTANGULAR RIG

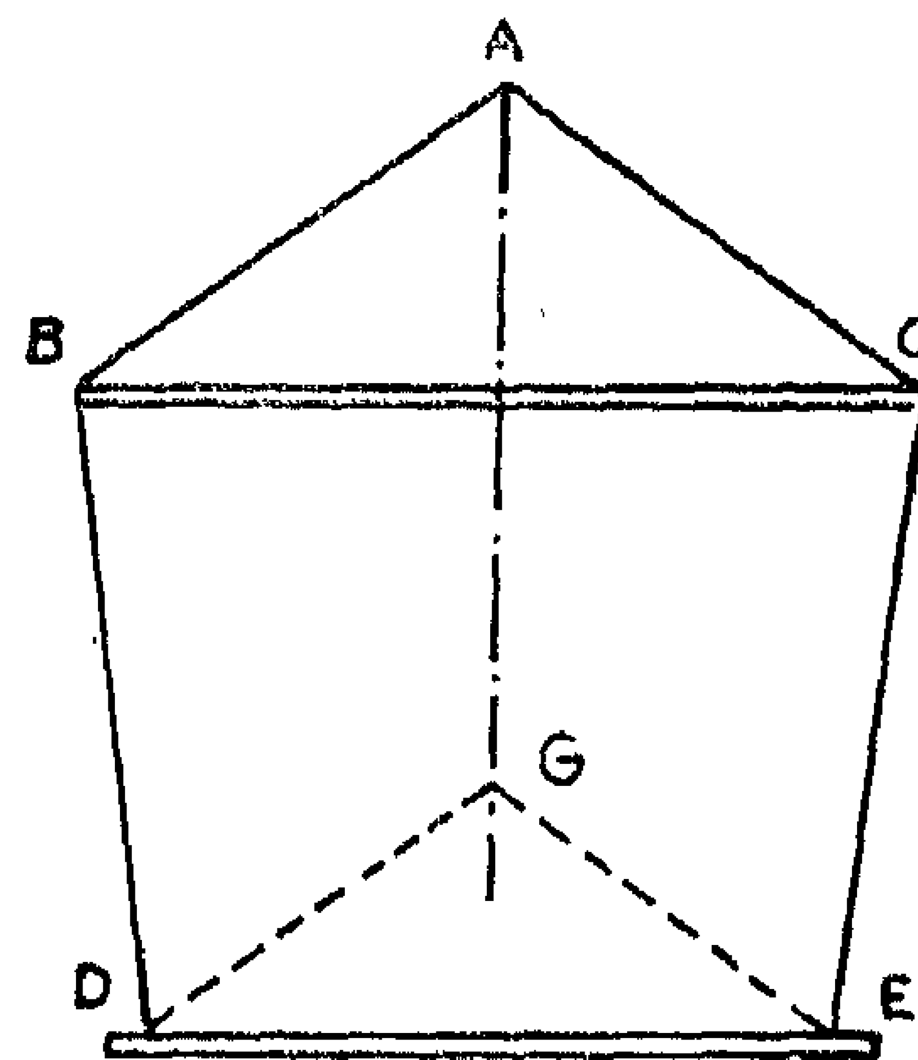


FIGURE 13

BIRDCAGE RIG DECREASES STABILITY

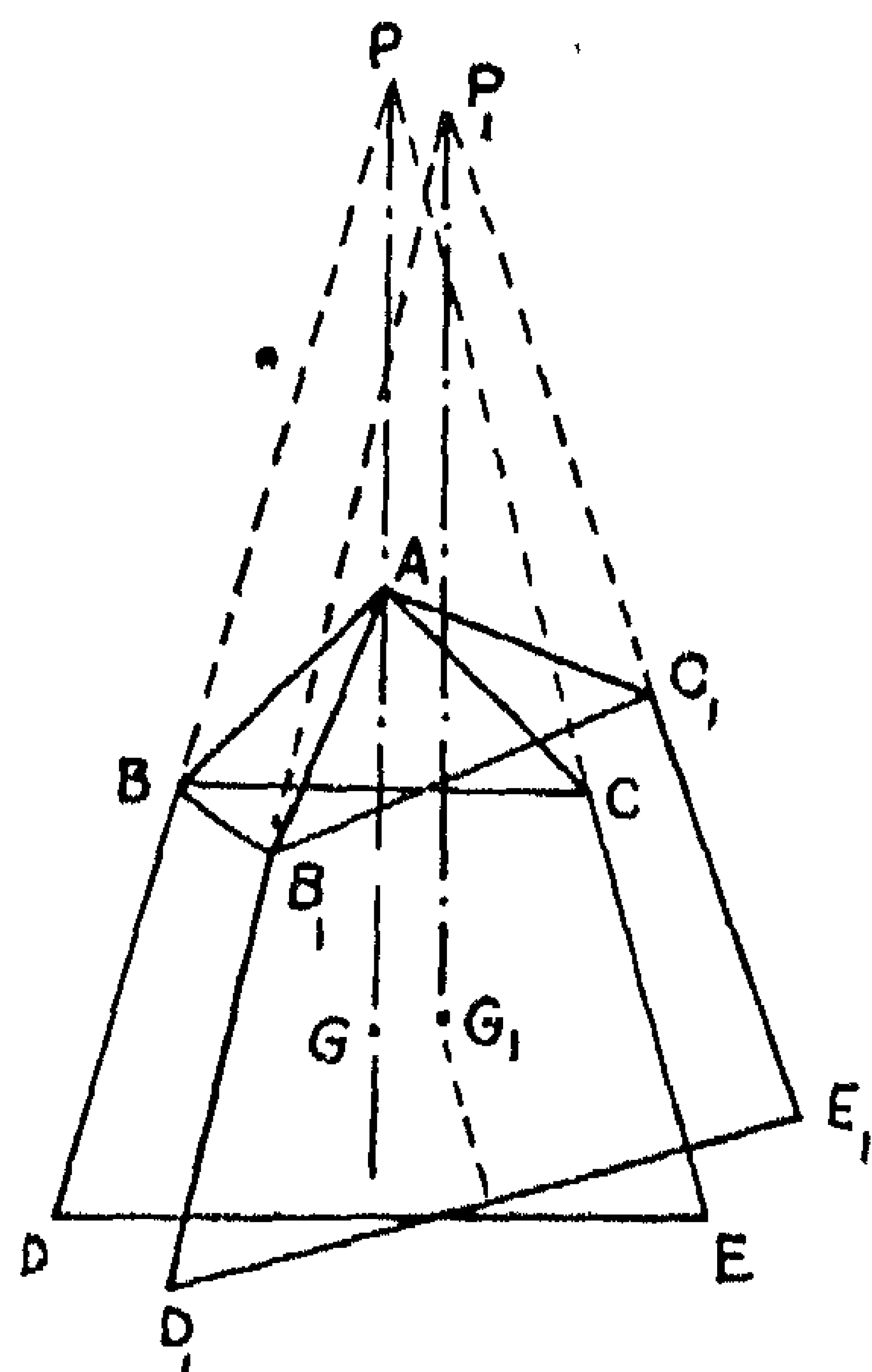


FIGURE 14 UMBRELLA TENT RIG GRAPHICAL CHECK OF G

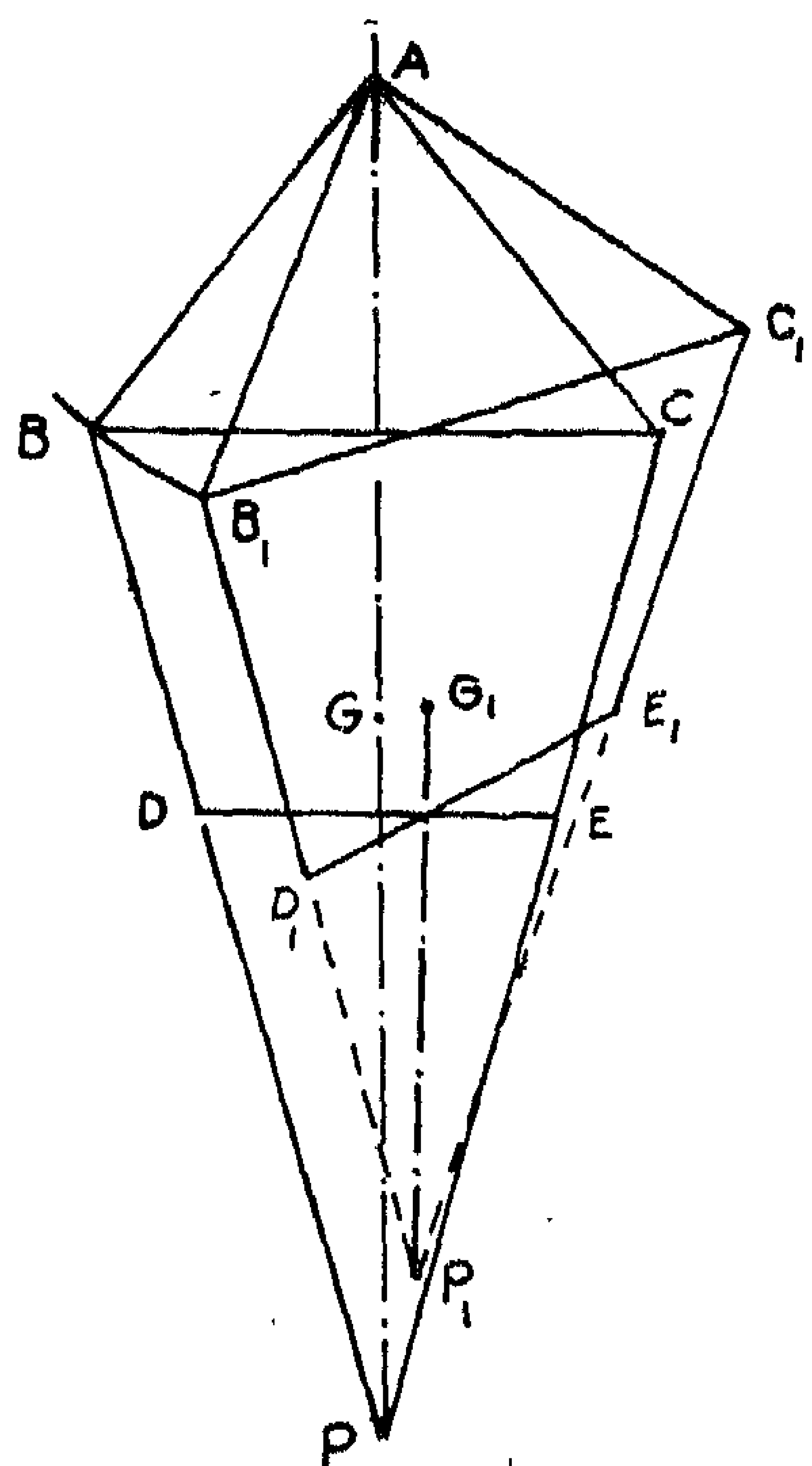


FIGURE 15 BIRDCAGE RIG GRAPHICAL CHECK OF G

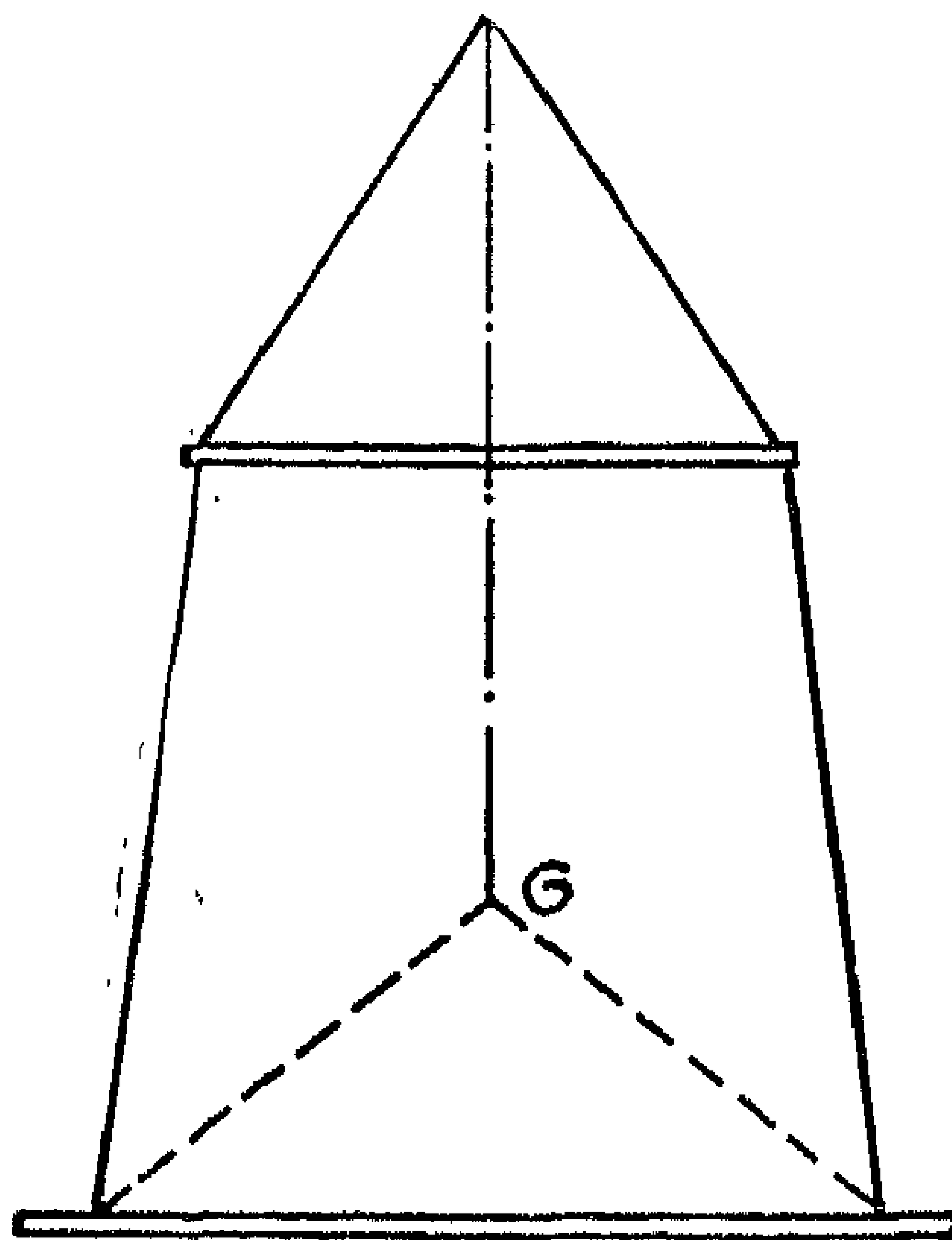


FIGURE 9

SPREADER OR BEAM LENGTH IS DECREASED OR SPACE BETWEEN LOAD BEAM POINTS INCREASED

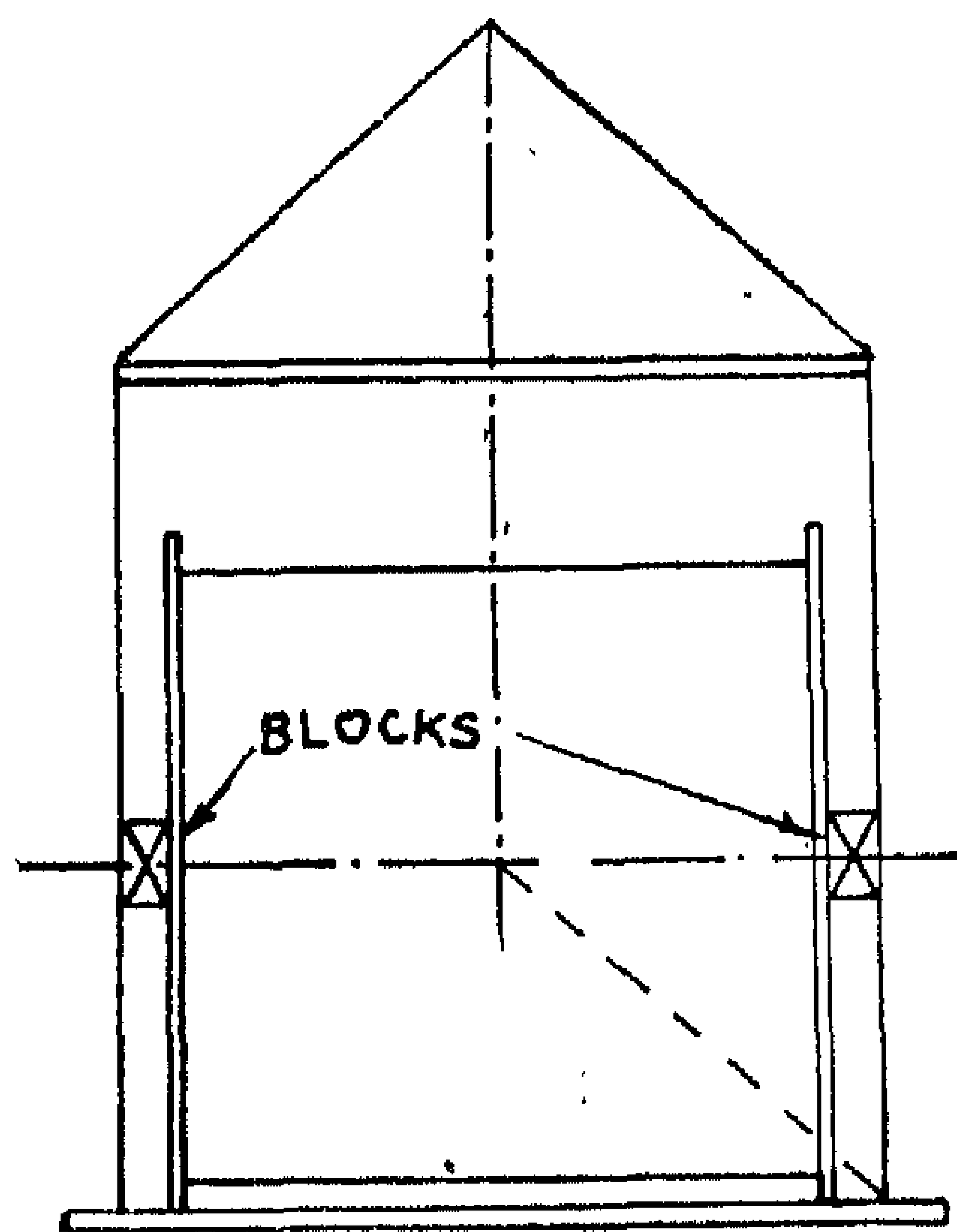


FIGURE 10

LOAD IS RESTRAINED BY BLOCKING OR TIEING SLING LEGS AS HIGH AS POSSIBLE ON LOAD.

2. PROVIDING THE MARGIN FOR STABILITY.

In the earlier treatment of the problem, a graphical trial and error method for determining the margin for stability of the load center of gravity has been suggested. It has been found that where it is impossible to eliminate below center rig points or to provide restraint against rotation at or above the center of gravity, it is recommended that the base angles of the hoist hook-sling leg triangle ABC be selected about 50% greater than those of the rig point-load center triangle DGE. It is also found that in shallow spreader or beam applications. where the resulting difference in degrees of the base angles is 10 degrees or less, it is recommended that the height of the hoist hook or suspension triangle ABC be made at least 12 inch greater than the height of the triangle GDE.

In order to be sure these requirements are satisfied for reasonable degrees of load displacement, a rig layout should be graphically prepared. In preparing a layout, the three possible general rig conditions are shown in Figure (11), (12) and (13).

Layouts for the simple case of parallel load lines in Figures (12) need consider only the relationship between base angles GDE and ABC to determine whether these satisfy the stability requirements mentioned previously. Equilibrium conditions require that the load lines BD and CE remain parallel at all postitions of tilt.

In order to determine the result of forces causing rotation of the hitches illustrated in Figures (12) and (13) a graphical trial position of rotation can be checked for each case as illustrated in Figures (14) and (15). In Figure (14) for the umbrella tent shap of rig, Pole P is obtained from the intersectcion of BD and CE. Due to a possible tilt of spreader bar BC about A of about 15to 25 degrees, another pole P_1 can be relocated from the displacements of the links and the new position of the centre of gravity G_1 is determined. The error is checked by a vertical line through G_1 which must pass through P_1

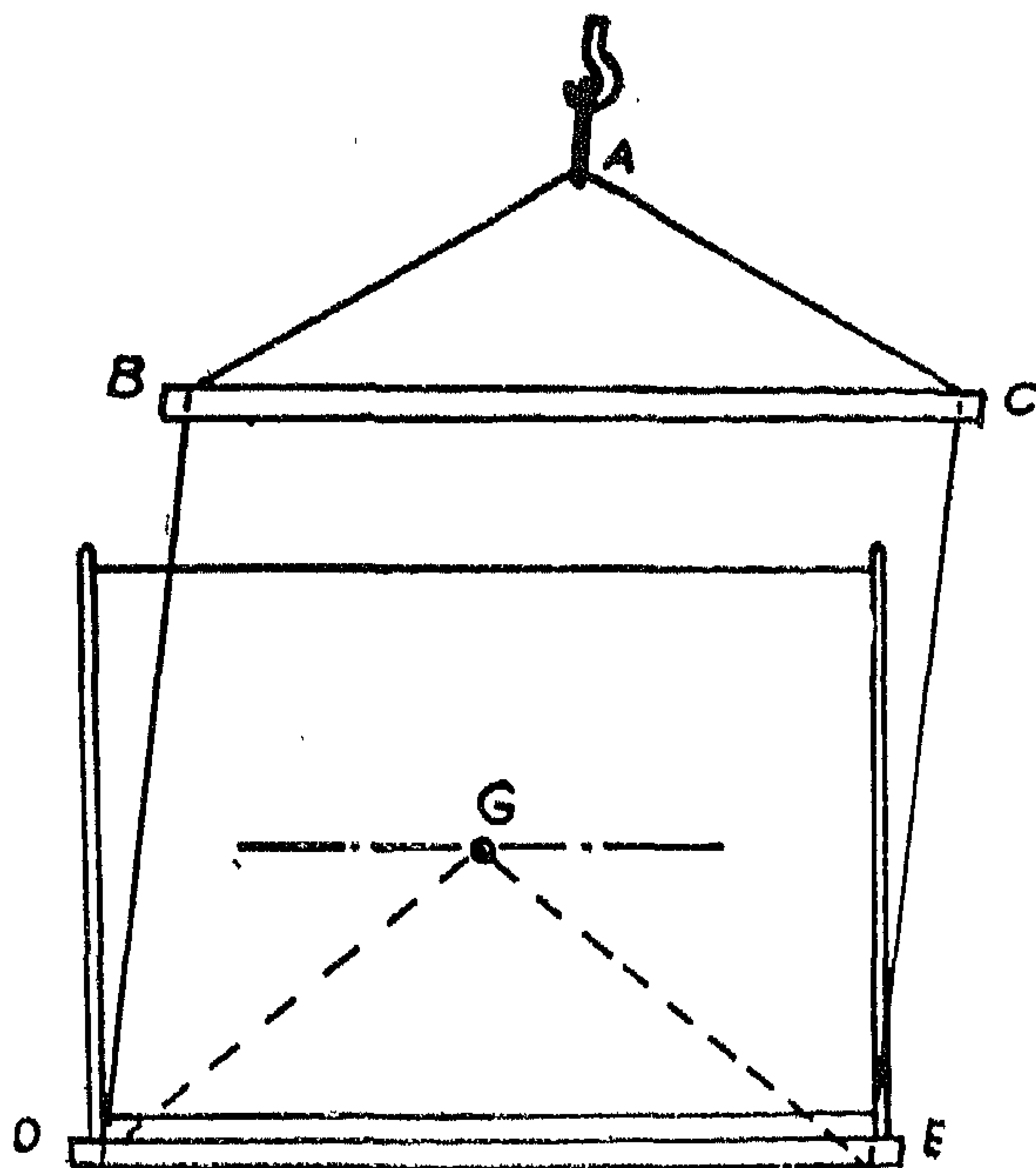


FIGURE 5

ROTATION ABOUT THE CENTER OF GRAVITY IN NEUTRAL EQUILIBRIUM CAN CONTINUE WITH NO TENDENCY TO RETURN.

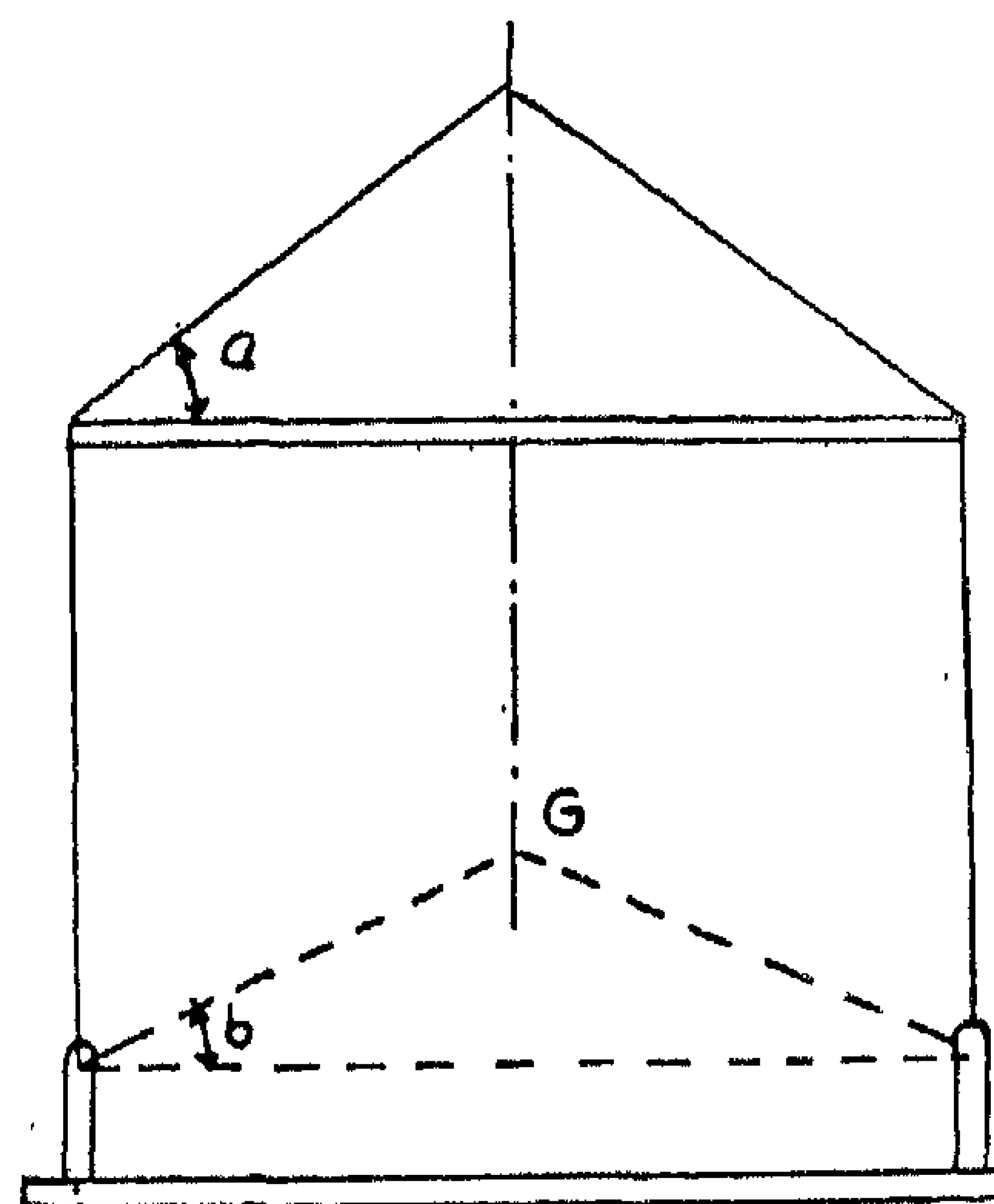


FIGURE 7

HIGHER HOOK POINTS WITH SMALLER ANGLE b IMPROVE THE LOAD STABILITY.

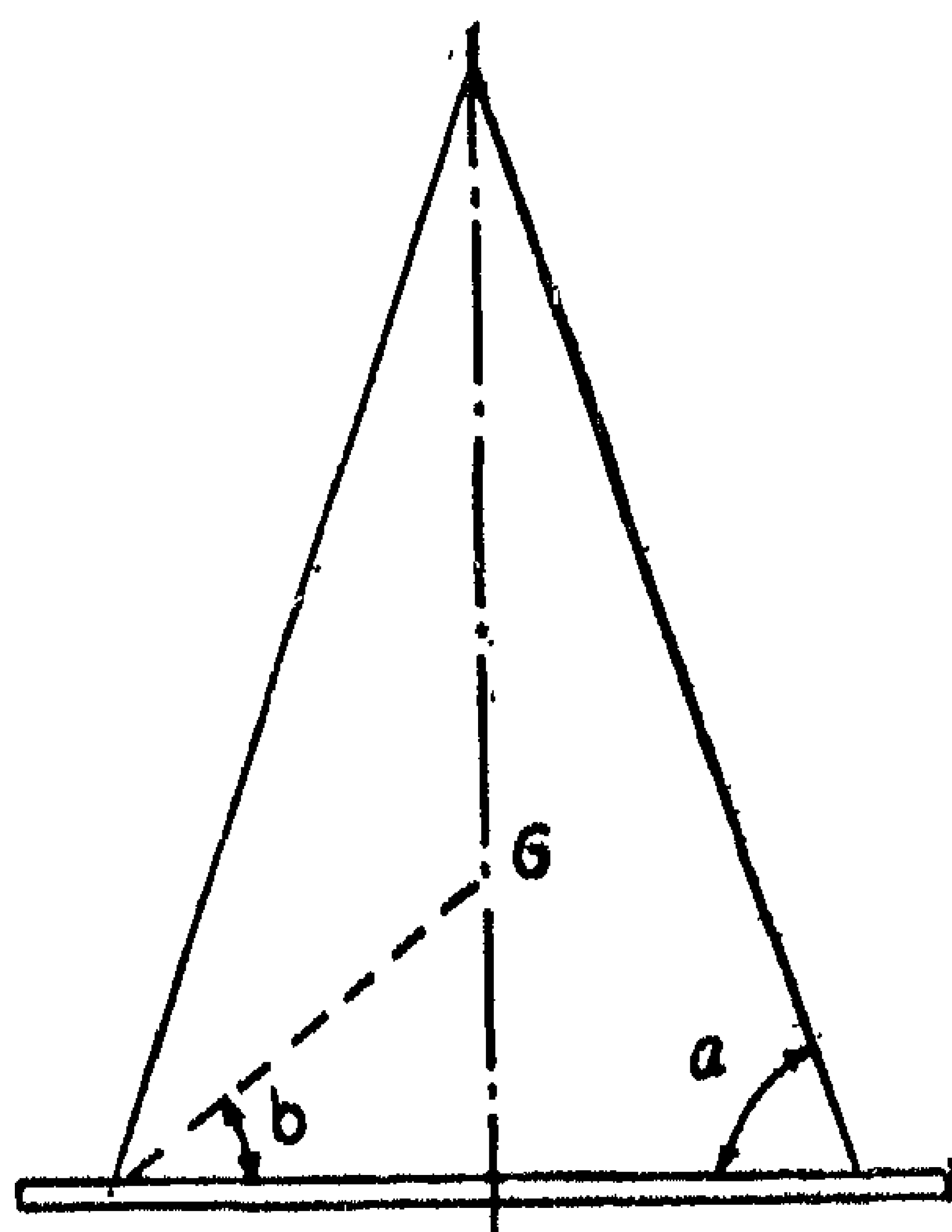


FIGURE 6

SPREADERS OR BEAMS ELIMINATED IF POSSIBL ANGLE a MUST BE GREATER THAN b

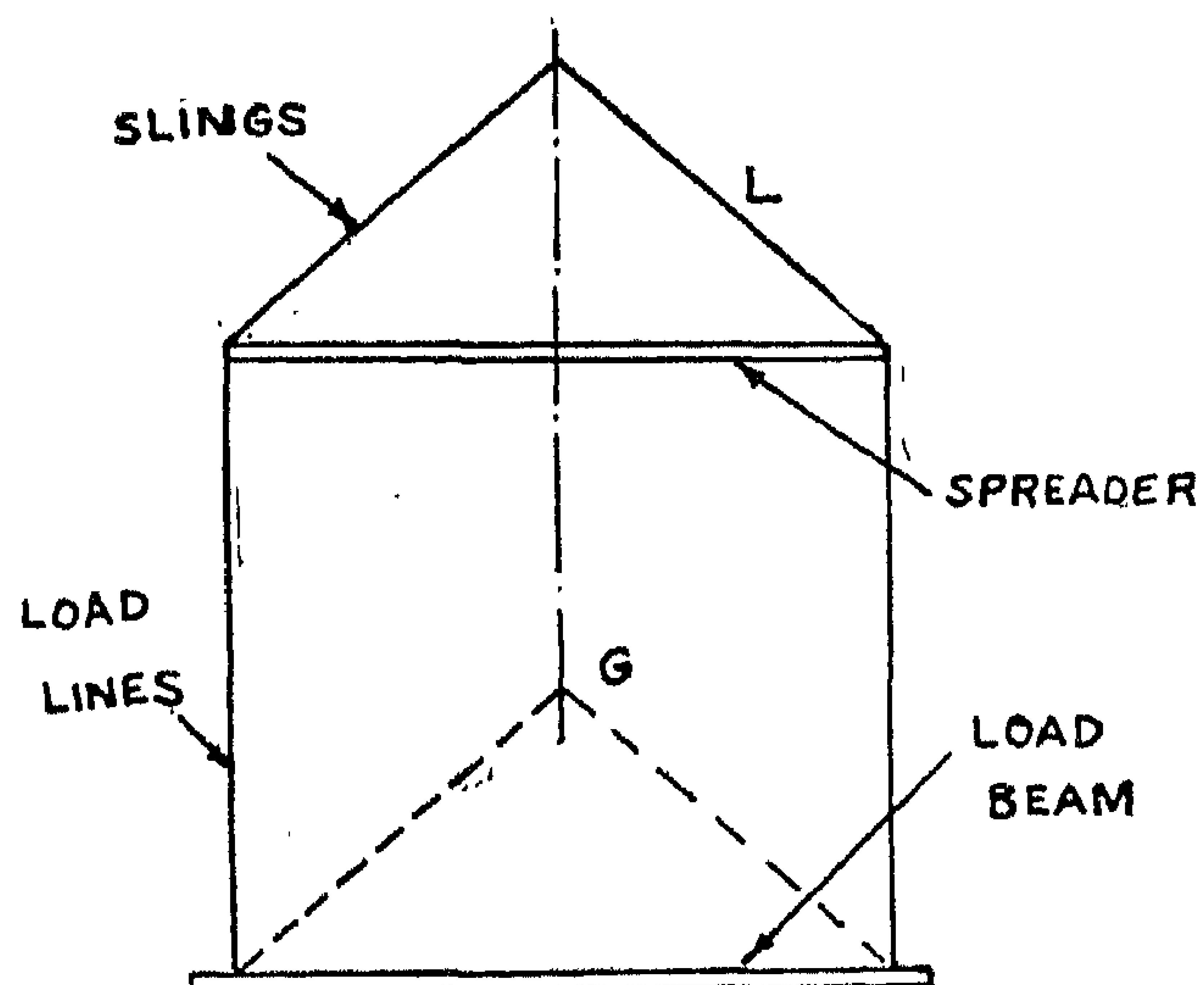


FIGURE 8

SLING LENGTH L FROM SPREADER BAR TO HOOK IS INCREASED FOR GREATER LOAD STABILITY.

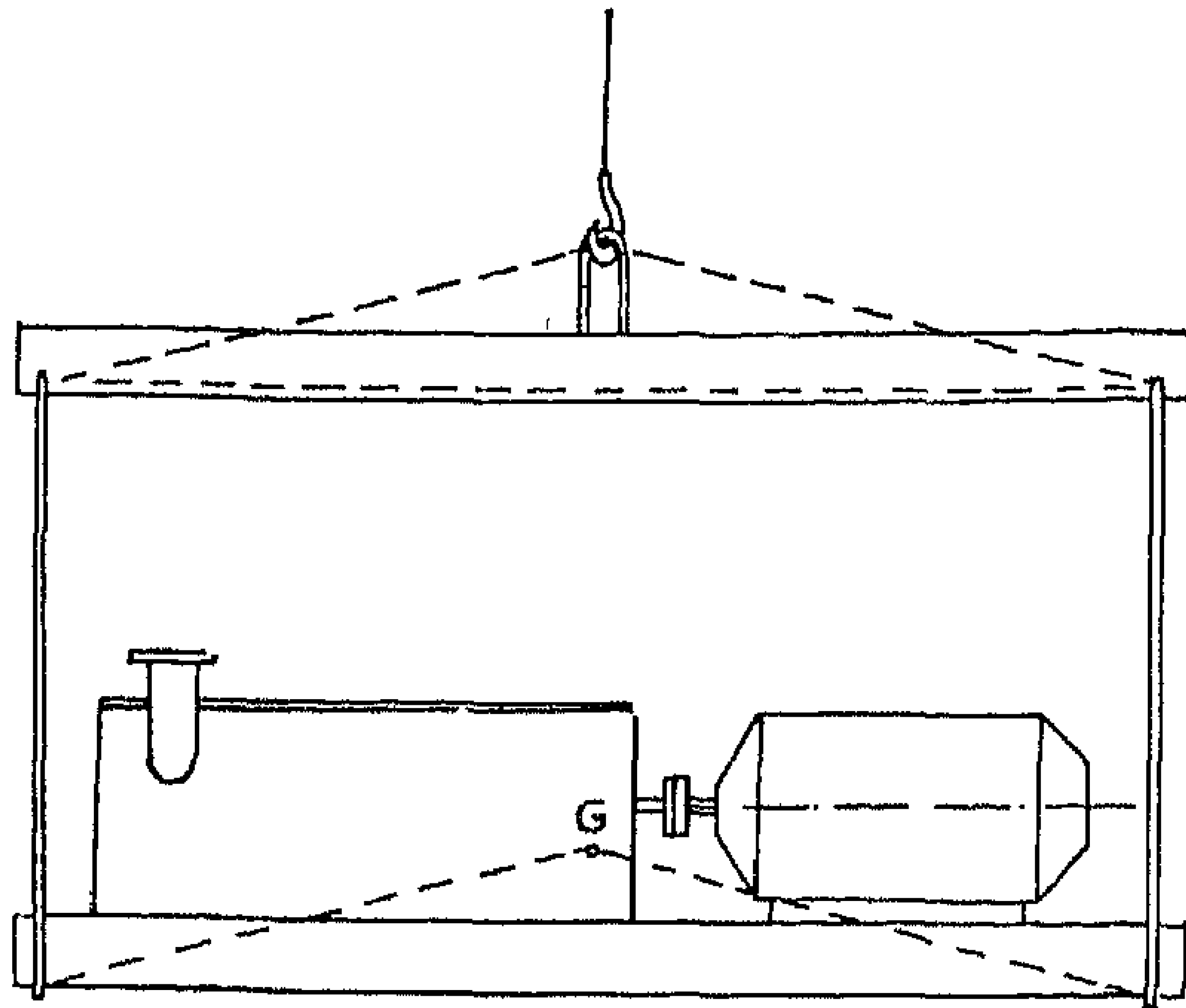


FIGURE 2

MACHINERY MOUNTED ON CAST OR FABRICATED BASES ARE OFTEN LIFTED BY THESE BASES. USE OF A BEAM SHOULD BE CHECKED FOR STABILITY BEFORE MACHINE IS LIFTED.

lines show its position in relation to the rig points D and E, located under the shippin skid. The location for G to be directly under hock joint B determines a similarity between the imaginary triangle DGE and ABC formed by the spreader bar and hook joint and identifies a condition of neutral stability.

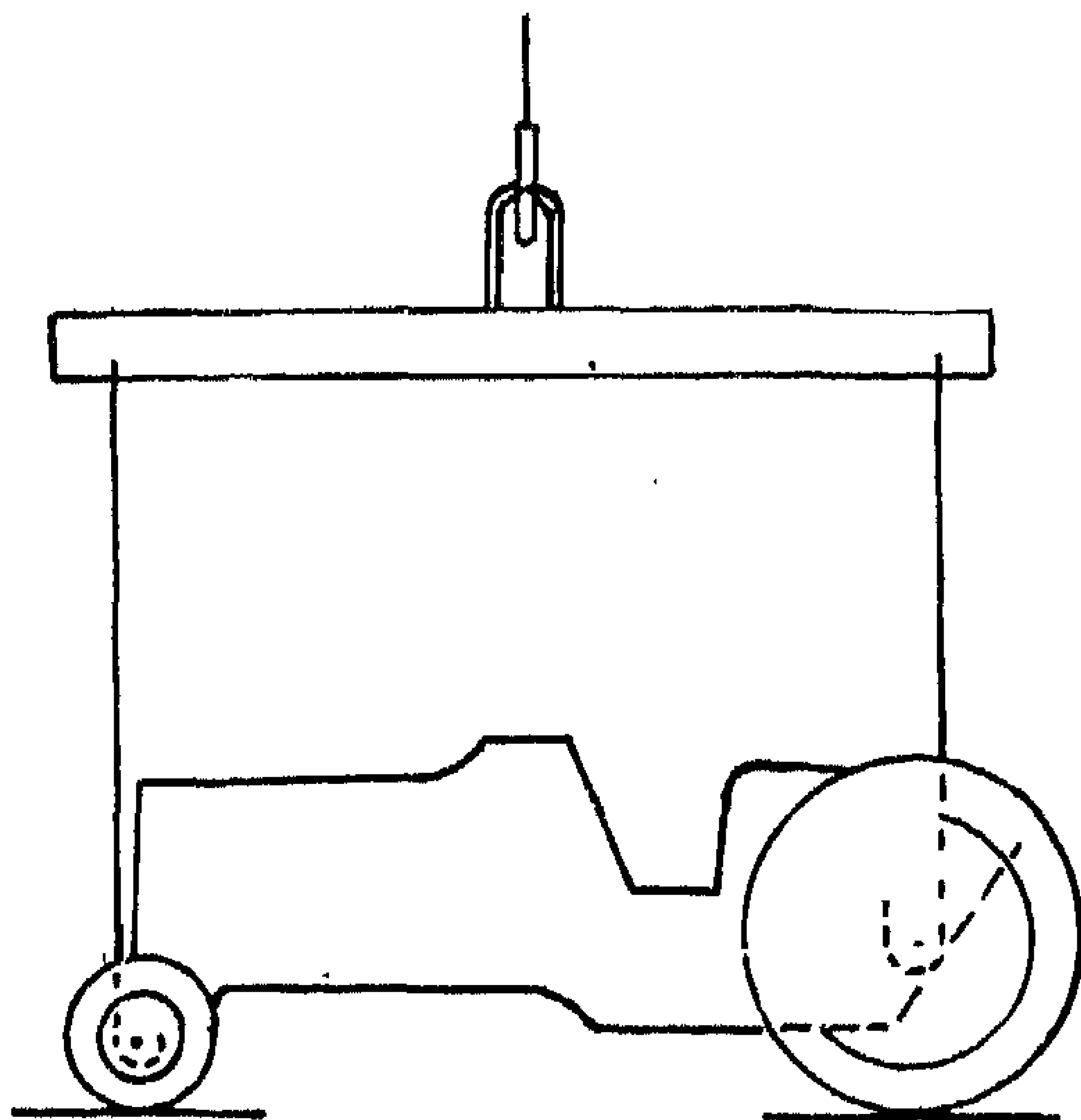


FIGURE 3

ATTACHMENTS BELOW CENTER OF GRAVITY MAY BE DANGEROUS AND SHOULD BE WATCHED

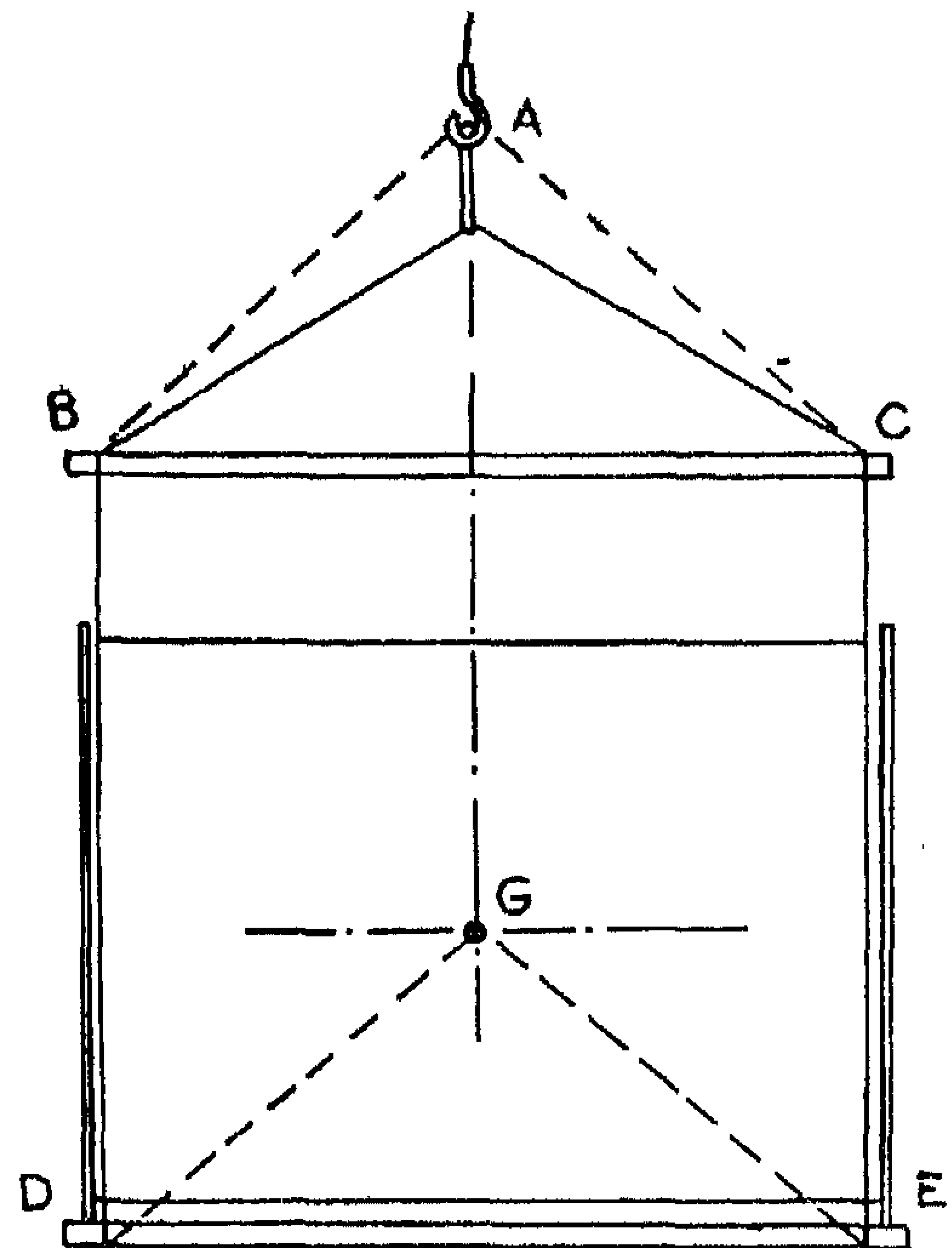


FIGURE 4

SIMILAR TRIANGLES ABC AND GDE PROVIDE NEUTRAL STABILITY IN THIS RIG.

As shown in Figure (5), despite rotational displacement resulting from horizontal hoist movement, the load center of gravity remains directly below the hoist hock and the load has no tendency to return to a horizontal position. The condition thus arrived at is one of dangerous neutral equilibrium. Further rotation will occur unless the load is restrained and will cause the load to dump as the load center moves outside of the rig point D. Thus, when the pase angles of the rig point-load center of gravity triangle DGE approach or are equal to the base angles of the spreader nar-hoist hook triangle ABC, a critical stability problem exists.

There are some common methods by which riggers can improve vertical stability in all handling rigs which attach below the load center of gravity as shown in Figures 6 through 10.

STABILITY OF HANDLING RIGS

By

Dr. M.N. Aref & **Dr. E.M. Badawy**

Department of Mechanical Engineering

University of Alexandria

1-INTRODUCTION :

Many of the products of industry must be handled during shipment or installation by means of overhead cranes or derricks. Where these products have a high center of gravity and rigging is attached at or near the base of the load, stability in handling may become a problem.

All riggers recognize that, if the load is to be picked level, the hoist hook must be located directly above the load center of gravity when the sligns become tight. Furthermore, the attachment points must be sufficiently spread from the load center of gravity to allow for horizontal swinging of the load during movement. During such swinging an allowable angle of swing about the point of hock attachment must be considered within which the load center is still well inside its margin of stability.

Figure (1), (2) and (3) showa few of the more common types of lifts that should be questioned. There is a lack of suitable load attachment points above the center of gravity in all these cases of loading. In particular in case (3), where the attachment points are below the center of gravity which is not exactly known to be below the hook point. In such case, any appreciable swing applied suddenly may move the load center to an unstabe position near its limiting equilibrium or may even go further than that to dump the load.

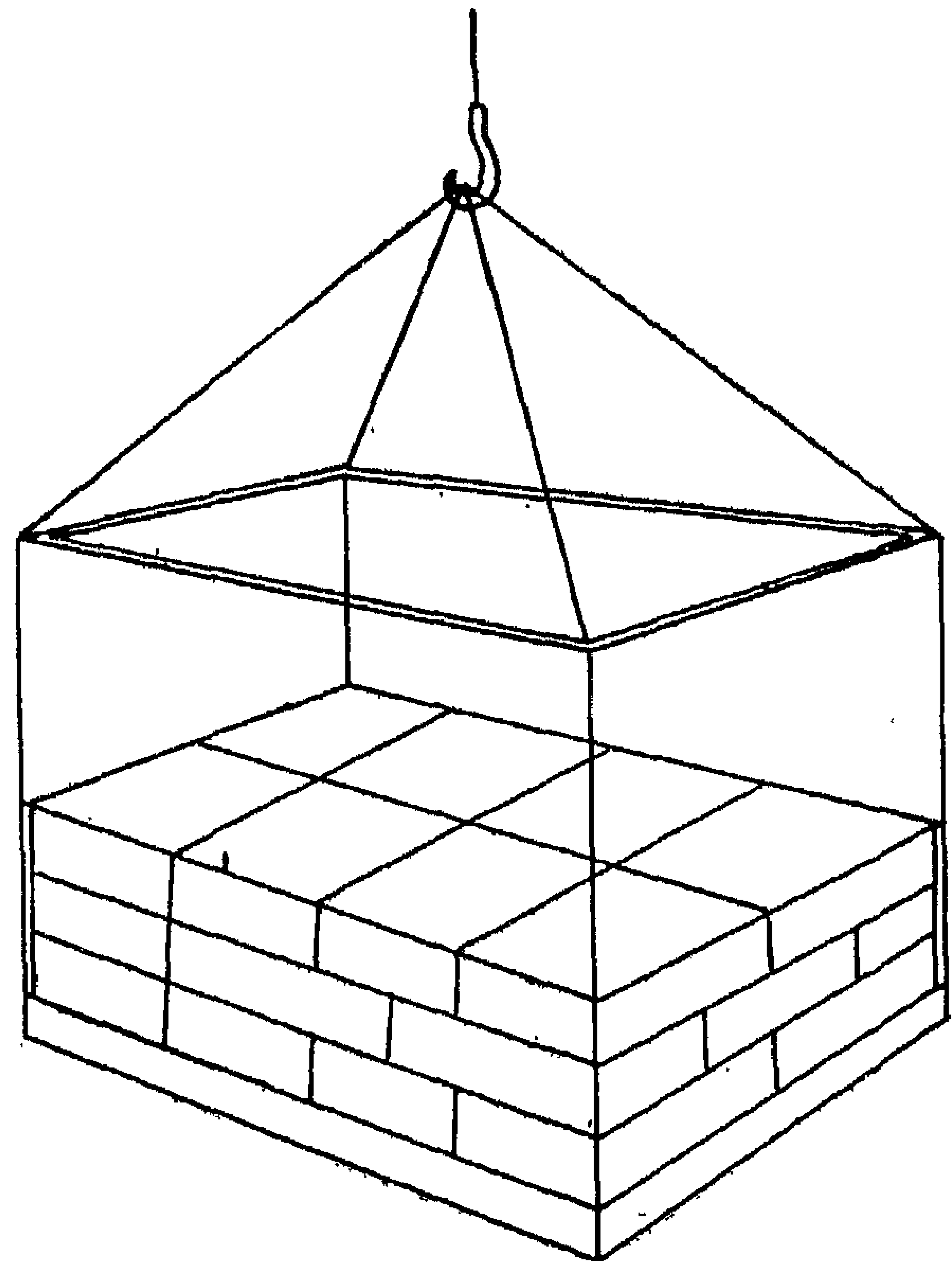


FIGURE 1

CENTER OF GRAVITY COULD BECOME TOO HIGH WITH IMPROPER LOADING

Vertical instability conditions can best be explained by the example depicted in Figure.(4) Shown here, in an end view, is a load along with the special shipping skid designed for subsequent handling. The center of gravity of the combined load is at G. The dotted

TABLE V

Time in hr	t in 1/2 hr	D	for t_a = 2 hr.			for t_a = 4 hr			for t_a = 5 hr			for t_a = 8 hr			for t_a = 10 hr		
			$\frac{t}{t_a}$	y	1—y	$\frac{t}{t_a}$	y	1—y	$\frac{t}{t_a}$	y	1—y	$\frac{t}{t_a}$	y	1—y	$\frac{t}{t_a}$	y	1—y
0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0	0	1	0
1/2	1	0.246	0.25	0.78	0.22	0.125	0.88	0.12	0.1	0.91	0.09	0.062	0.93	0.07	0.05	0.95	0.05
1	2	0.438	0.5	0.61	0.39	0.25	0.78	0.22	0.2	0.83	0.17	0.125	0.88	0.12	0.1	0.91	0.90
2	4	0.677	1	0.37	0.63	0.5	0.61	0.39	0.4	0.68	0.32	0.25	0.78	0.22	0.2	0.83	0.17
3	6	0.816	1.5	0.22	0.78	0.75	0.47	0.53	0.6	0.55	0.45	0.375	0.69	0.31	0.3	0.75	0.25
4	8	0.896	2	0.13	0.87	1	0.37	0.63	0.8	0.45	0.55	0.5	0.61	0.39	0.4	0.68	0.32
5	10	0.941	2.5	0.08	0.92	1.25	0.29	0.71	1	0.37	0.63	0.625	0.53	0.47	0.5	0.61	0.39
6	12	0.966	3	0.05	0.95	1.5	0.22	0.78	1.2	0.31	0.69	0.75	0.47	0.53	0.6	0.55	0.45
7	14	0.981				1.75	0.17	0.83	1.4	0.26	0.74	0.875	0.42	0.58	0.7	0.5	0.5
8	16	0.989				2	0.13	0.87	1.6	0.22	0.78	1	0.37	0.63	0.8	0.45	0.55
9	18	0.994				2.25	0.11	0.89	1.8	0.17	0.83	0.125	0.33	0.67	0.9	0.41	0.59
10	20	0.996				2.5	0.1	0.9	2	0.13	0.87	1.25	0.29	0.71	1	0.37	0.63
	∞	1	∞	0	1	∞	0	1	∞	0	1	∞	0	1	∞	0	1
Area under curve			0.536			0.693			0.75			0.818			0.855		
B.O.D. of effluent in cont. system			79			53			45			35			30		
Process efficiency			73.6			81.7			84.7			88.1			89.8		
Plant efficiency			77.7			84.6			88.5			90			91.4		

TABLE III

B_o		S_i	$\frac{B_o}{S_i}$	B_{min}	$\frac{I - D}{\frac{Bt—Bmin}{Bo—Bmin}}$	$I - r = \sqrt[t]{I - D}$	r $^1/_2$ hr^{-1}	log r
				for t = 16 I-2 $^1/_2$ hr.				
A	150	400	0.375	5	0.131	0.881	0.119	$\bar{1}$.076
B	144	640	0.225	5	0.065	0.843	0.157	$\bar{1}$.196
C	123	1360	0.0905	5	0.021	0.785	0.215	$\bar{1}$.334
D	220	530	0.416	8	0.179	0.898	0.102	$\bar{1}$.009
E	193	1090	0.177	8	0.043	0.823	0.177	$\bar{1}$.249
F	156	2270	0.069	8	0.0135	0.763	0.237	$\bar{1}$.375
G	141	4540	0.031	8	0.0075	0.737	0.263	$\bar{1}$.421

TA℄LE IV
Predicted botch performance

$r = 0.246 \ ^1/_2 \ hr_{—I} \ B_i = 295, \ B_o = 155.$

Time in hr	t	I — D = $(l—r)^t$	D fraction of (B_o — B_{min}) removed in time = t	B.O.D. (Bt)
0	0	I	0	155 = B_o
$^1/_2$	I	0.754	0.246	119
I	2	0.562	0.438	91
2	4	0.323	0.677	55
3	6	0.184	0.816	35
4	8	0.104	0.986	23
5	10	0.059	0.941	17
6	12	0.034	0.966	13
7	14	0.019	0.981	11
8	16	0.011	0.989	9.6
9	18	0.006	0.994	8.9
10	20	0.004	0.996	8.6
	∞	0	I	8 = B_{min}

TABLE I.

Data for Initial B.O.D. Removal for Alexandria Sewage.

S_i	B_i	B_o	$B_i - B_o$	$fb = \frac{Bi - Bo}{B_i \; S_i}$	log fb	$\sqrt{B_i + S_i}$
400	187	150	37	4.95×10^{-4}	$\bar{4}.695$	24.2
640	187	144	43	3.60×10^{-4}	$\bar{4}.556$	28.7
1360	187	123	64	2.52×10^{-4}	$\bar{4}.402$	39.2
530	275	220	55	3.77×10^{-4}	$\bar{4}.577$	28.4
1090	275	193	82	2.73×10^{-4}	$\bar{4}.436$	36.9
2270	275	156	119	1.90×10^{-4}	$\bar{4}.280$	50.4
4540	275	141	134	1.07×10^{-4}	$\bar{4}.030$	69.4

TABLE II

Data for B.O.D. Removal for Alexandria Sewage.

	Series No. 1			Series No. 2			
B.O.D. of raw sewage	370			405			
B_i in mg./l	187			275			
S_i in mg./l	400	640	1360	530	1090	2270	4540
B_o in mg./l	150	144	123	220	193	156	141
$B_{1/2}$	133	106	100	191	169	139	106
B_1	125	105	100	156	134	111	80
B_2	98	72	50	111	89	62	46
B_4	64	41	22	80	48	29	19
B_8	24	14	7 1/2	46	16	10	9
B_{min}	5	5	5	8	8	8	8

Calculated data for t_a = 2, 4, 5, 8, and 10 hrs. are given in table V. Plots of values of D versus 1-y for these values of t_a are given in fig. VIII.

For t_a = 5 hrs, e.g., the area under curve = 75% of the total area. Therefore the predicted B.O.D. removal in a completely mixed continuous system is 75% of (B_o — B_{min}) in addition to the initial B.O.D. removal (B_i — B_o) i.e., = (295 — 155) + 0.75 (155 — 8) = 250 mg.-1. In other words the B.O.D. of the effluent of the particular example considered = 0.25 (B_o — B_{min}) + B_{min} = 0.25 (155—8) + 45 mg./1.

The efficiency of the process $= \frac{295 - 45}{295} \times 100 = 84.7$ %

Efficiency of the plant $= \frac{350 - 45}{350} \times 100 = 87.2$ %

Fig. IX shows predicted performance for both batch (curve B) and continuous (curve C) systems for B_i and S_i under consideration. Curves for other values of B_i or S_i may be obtained similarly.

It should be remembered, however, that the actual performance in practice is not an ideal completely mixed system which assumes a rapid mixing of the feed throughout the whole system as soon as it is introduced, but is rather an intermediate case between batch and completely mixed systems. Therefore the value represented by curve C should actually be considered as values of minimum performance predicted. Precise information about actual performance should be obtained from pilotscaled studies, but, if therse are not justified, actual performance may safely be assumed to be intermediate between predicted batch and continuous performance, i.e., in the area between curves B and C of fig. IX.

REFERENCES

1—Weston and Eckenfelder, *Sewage and Ind. Wastes*, 27, 7, 802 (1955.

2—Weston and Stack, Conf. on Biol. Waste Treatment, Manhattan College (1960).

3—Popel, Lectures on Wastes Treatment, Alexandria Univ. (1962-3).

4—MacMullin and Wiber, *Trans. Am. Inst. Chem. Engrs.* 31, 409 (1934-5) .

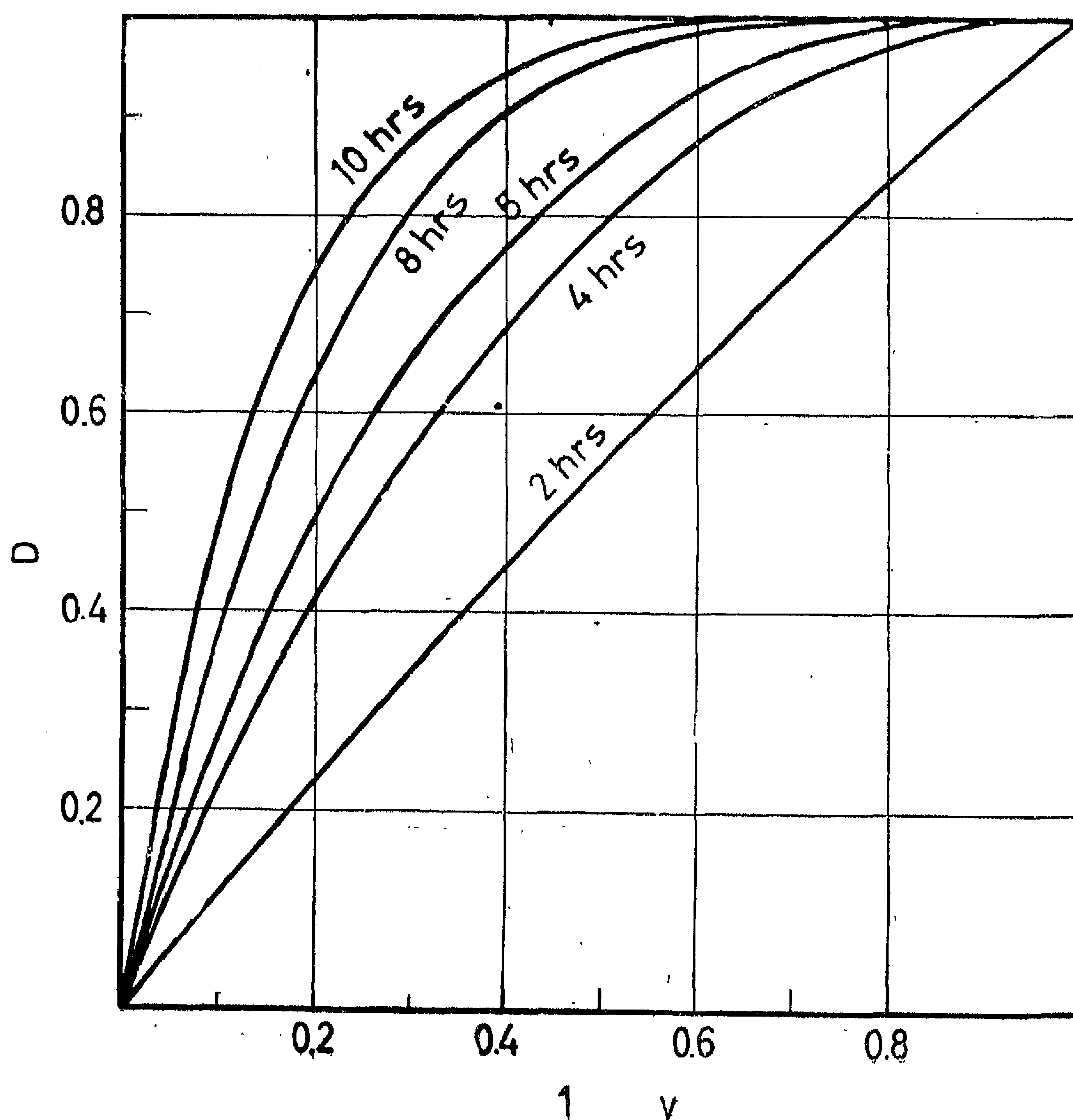
* * *

a) Mixing theory curve in-which part of the total flow in fractions of unity, held for time = t or longer is plotted against that time t divided by average detention time ta. A mixing theory curve for a single tank is given in fig. VII(4), and,

(b) Data about batch performance showing the relation between D (fraction completed) and time t as shown in table IV or curve B fig. IX.

In this method the order of reaction is immaterial since prediction will be based on actual performance rather than mathematical considerations.

By selecting an average detention time t_a, the portion of the effluent which is held in the aeration tank for time = t or longer ,y' for any value of t, and consequently t/t_a, is directly read from fig. VII. The degree of completion of removal for that time ,t' is obtained, the area under which represents the degree of completion of removal for the total flow in the continuous system for that average detention time t_a selected.



B.O.D. remaining after initial removal (Bo) = 295 — 140 = 155 mg.-1.

Additional Removals :—

This is the B.O.D. which is removed at logarithmic rate. Knowing the values of B_0 and S_i, the value of r may be determined employing fig. VI. For B_0 = 155, and S_i = 3500, B_0 / S_i = 0.0443 corresponding to r = 0.246 1/2hr$_{-1}$. From equation 6, B_0 may be calculated for different values of t.

Table IV shows predicted batch performance calculated for the above data.

Completely mixed continuous systems:—

For completely mixed continuous systems, it is obvious that the effluent will be composed of material that has been held any time from years to the minimum possible transit time, i.e., will be composed of fractions of different degrees of treatment. By summation of the completion of removal of the individual fractions the total amount of completion is determined. This is achieved by the combined use of :—

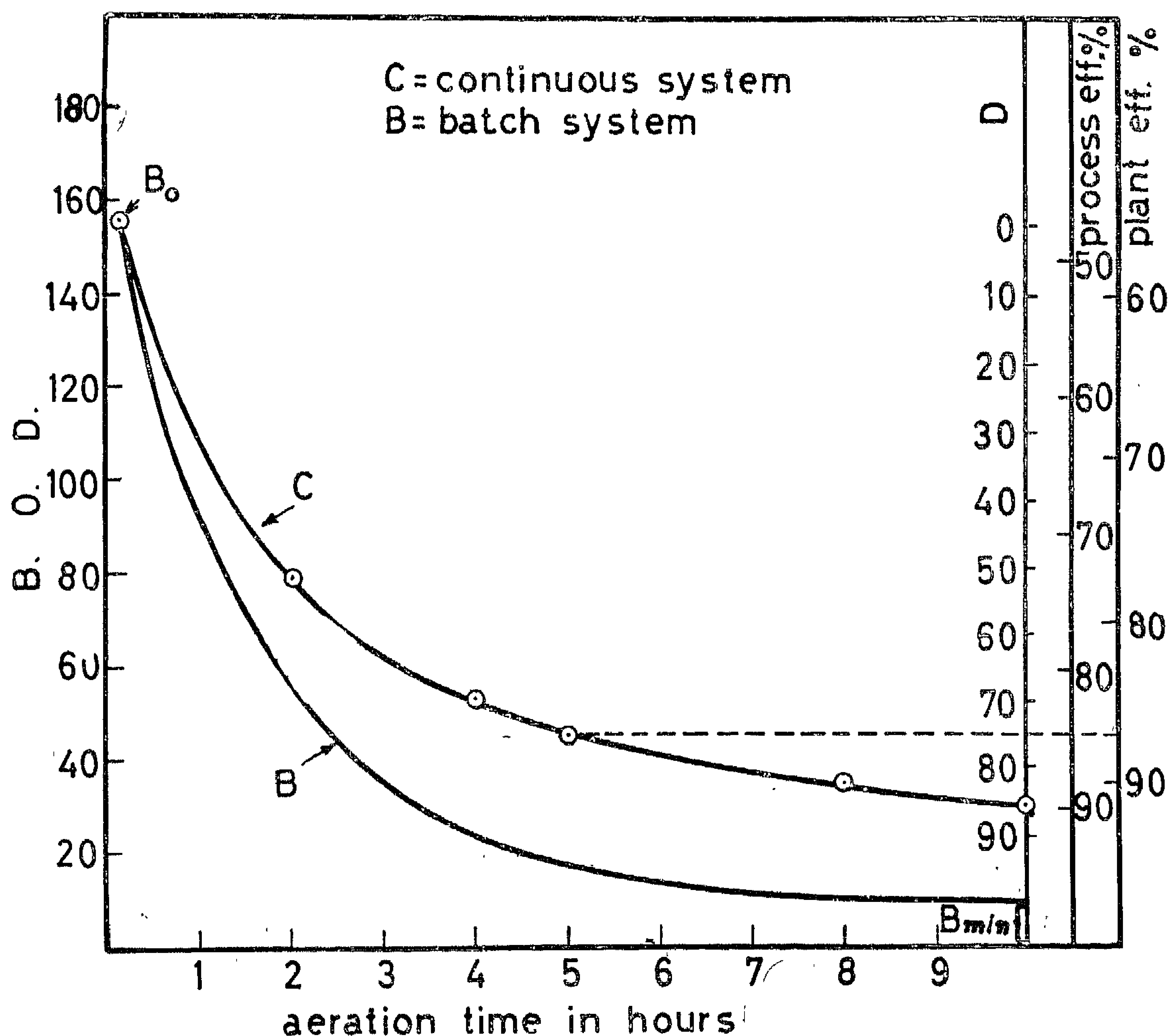


Fig. IX. Predicted beharrour. A. Batek and emtmuous systems.

$$S_i = \frac{Q_{rs} \times S_{rs}}{Q_{rs} + Q} \quad \ldots \quad 7$$

where Q_{rs} and Q are the flow of returned sludge and influent in convenient units. For S_{rs} = 20000, Si = 3500 and Q = 100, Qrs (from equation 7) = 21.2%.

Initial B.O.D. (Bi) :—

This is the calculated initial B.O.D. in the mixed liquor.

$$B_i = \frac{B \times Q + B_{rs} \times Q_{rs}}{Q + Q_{rs}} \quad \ldots \quad 8$$

where B is the B.O.D. of the influent, Brs B.O.D. of the liquid phase accompanying the returned sludge. For B = 350, Brs = 35 (corresponding to 90% removal*), Q = 100 and Qrs = 21.2, Bi (from equation 8) = 295.

Initial Removal (Bi — Bo) :—

This is the B.O.D. removed immediately after mixing. For B_i = 295 and S_i = 3500, $\sqrt{B_i + S_i}$ = 61.2

From fig. I,-this value corresponds to fb = 1.36 × 10^{-4}, and, from equation 1 ($B_i - B_o$) = 140 mg./1.

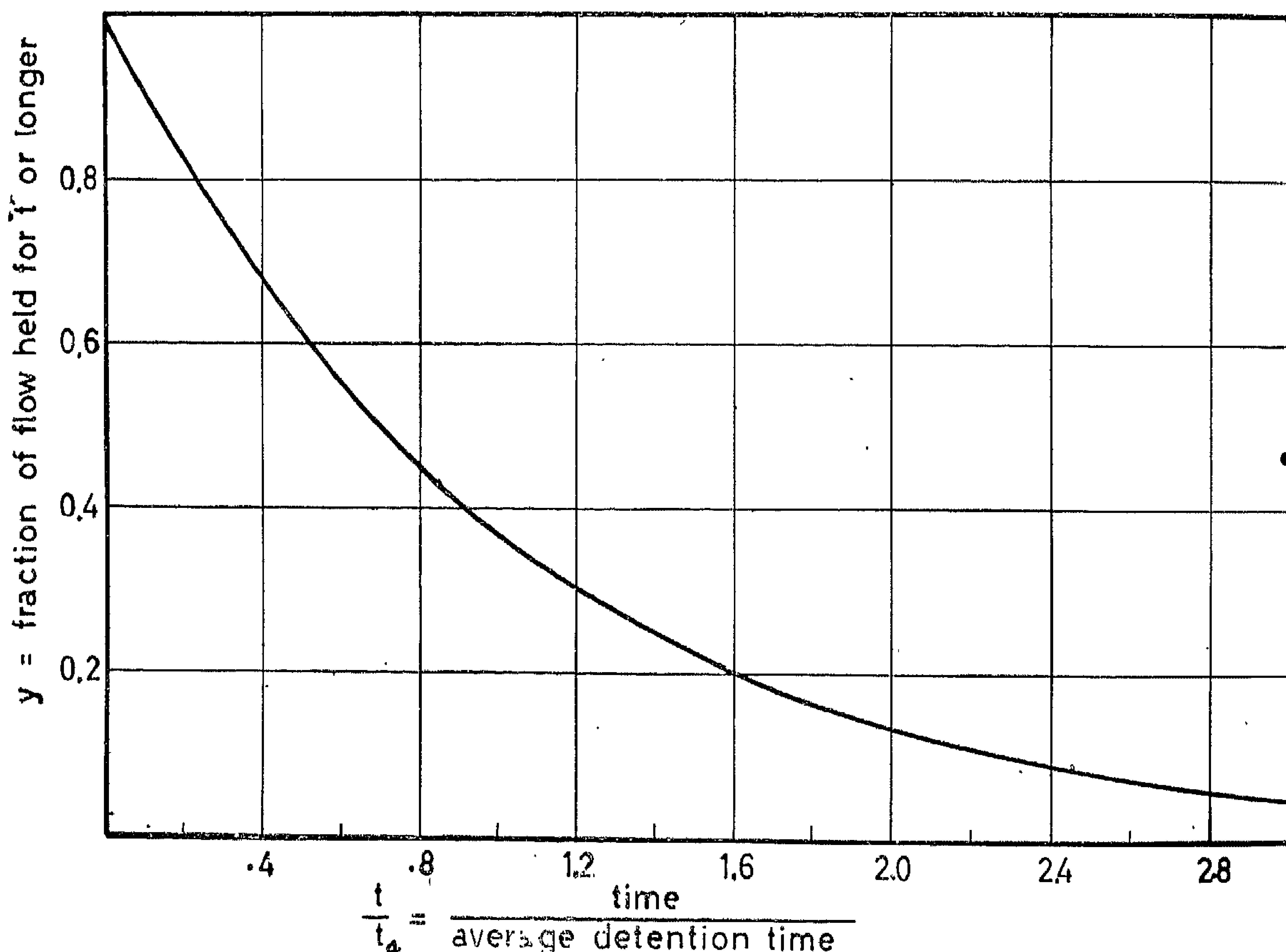


Fig. VII. Mixing theory eume for a single tank.

(*) Even if degree of removal is less than 90% B.O.D. of reurned sludge is usually less than 10o/o of the influent, since additional removal always occurs during sedimental and pre-aeration of sludge.

where a and c are constants depending on other factors. A plot of b against S_i / B_i for different values of S_i / B_i gives a curve which helps in calculating the value of b for any value of Bi and Si. However, the relation as indicated from equation 5 is not linear.

A better cerrelation is obtained by plotting B_o / S_i versus log r, where r is the fraction of removal completed in unit time. As b = — log (l-r) for a first order reaction, then by comparison with equation 4 it follows that :

$$r = 1 - \sqrt[t]{\frac{B_t - B_{min}}{B_o - B_{min}}} \quad \ldots \quad 6$$

$$= 1 - \sqrt[t]{1 - D} \quad \ldots \quad 6'$$

where D is the fraction of ($B_o - B_{min}$) removed in time = t

Table III gives calculated values of r for different batch runs, r is the mean value for t = 16 ½ hr. and unit time is taken as ½ hr.

A plot of log r versus B_o / S_i, as shown in figure VI gave an almost straight line ; from which value of r may be predicted for any values of B_o and Si.

Knowing the values of r and fb the performance of any system may be predicted. Hence it will be possible to estimate the period of exposure of waste to aeration (detention time) and the quantity of returned activated sludge, so that the required degree of purification is achieved. This may be illustrated by the example given below.

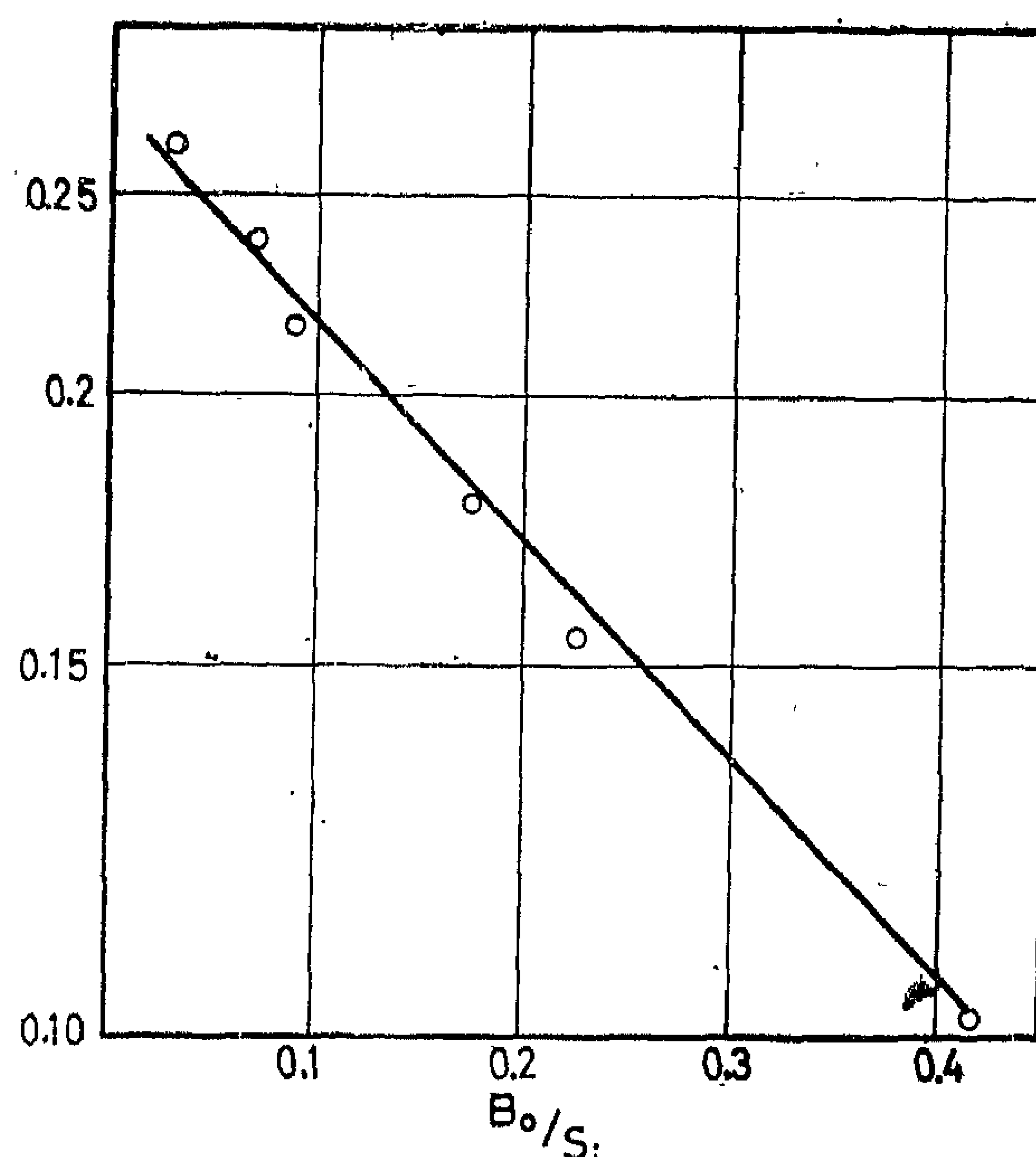


Fig. VI. Relation between log r and

CALCULATION OF PREDICTED PERFORMANCE

The B.O.D. concentration of Alexandria Domestic sewage (Kayet Bay) afterlhr the settling and removal of settled solids as found in this laboratory ranges from 300 to 450 with an average of 350 mg.-1.

The average concentration of volatile suspended solids (V.S.S.) in activated sludge bred on Alexandria sewage, after 30 min. sedimentation is 20000 mg /1. (or 2 %).

Returned Sludge :—

The data obtained in batch runs (Table II) indicate that a value of Si (Volatile suspended solide concentration) = 3500 gives sufficiently good results. The percentage of sludge to be returned Qrs may be calculated from the formula

$$b = \frac{S_i}{B_i} \times c \times 10^a \frac{S_i}{B_i} \quad \ldots \quad 5^{(3)}$$

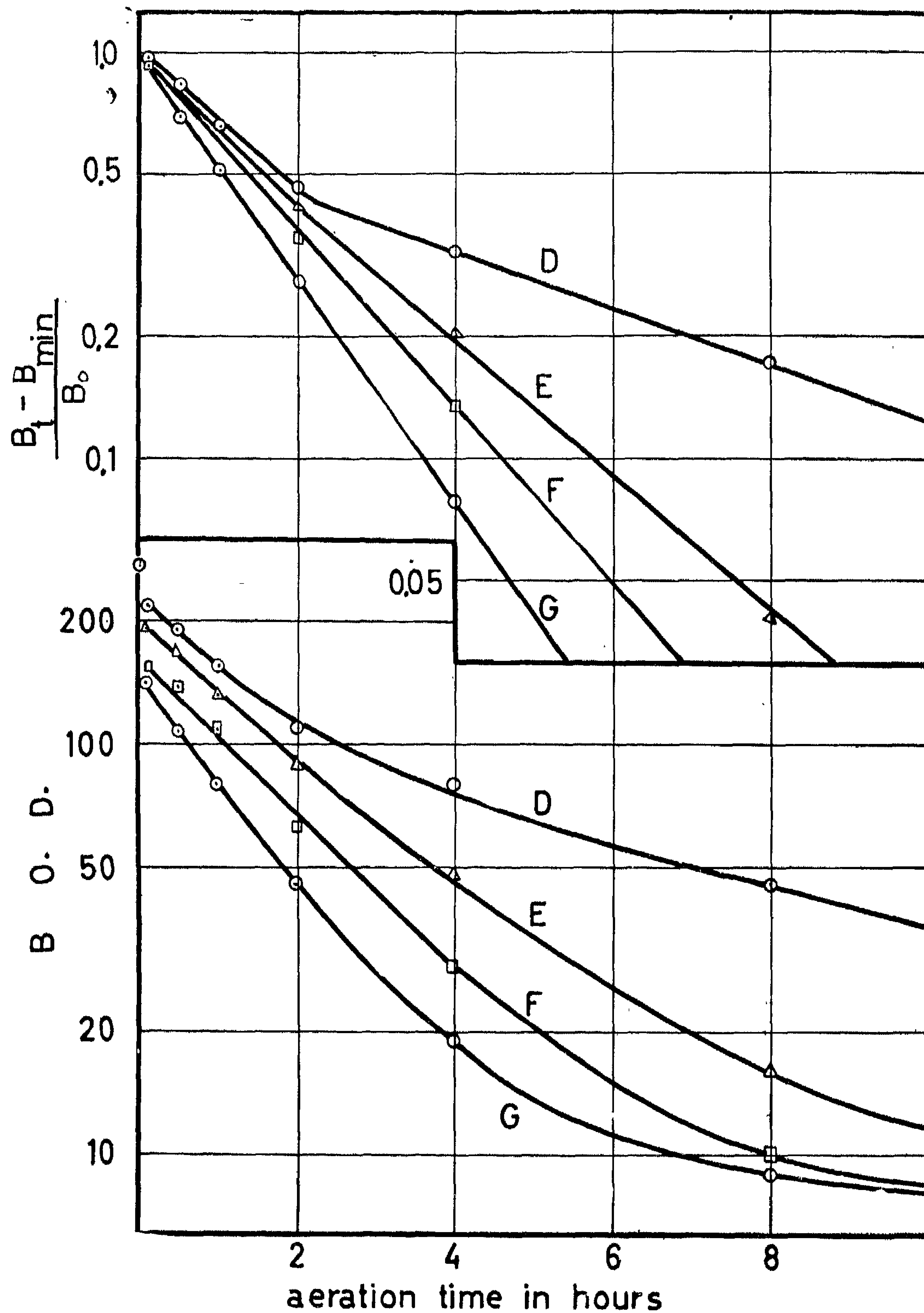


Fig. V. Relation betwee log B.O.D. and terenc Series 2

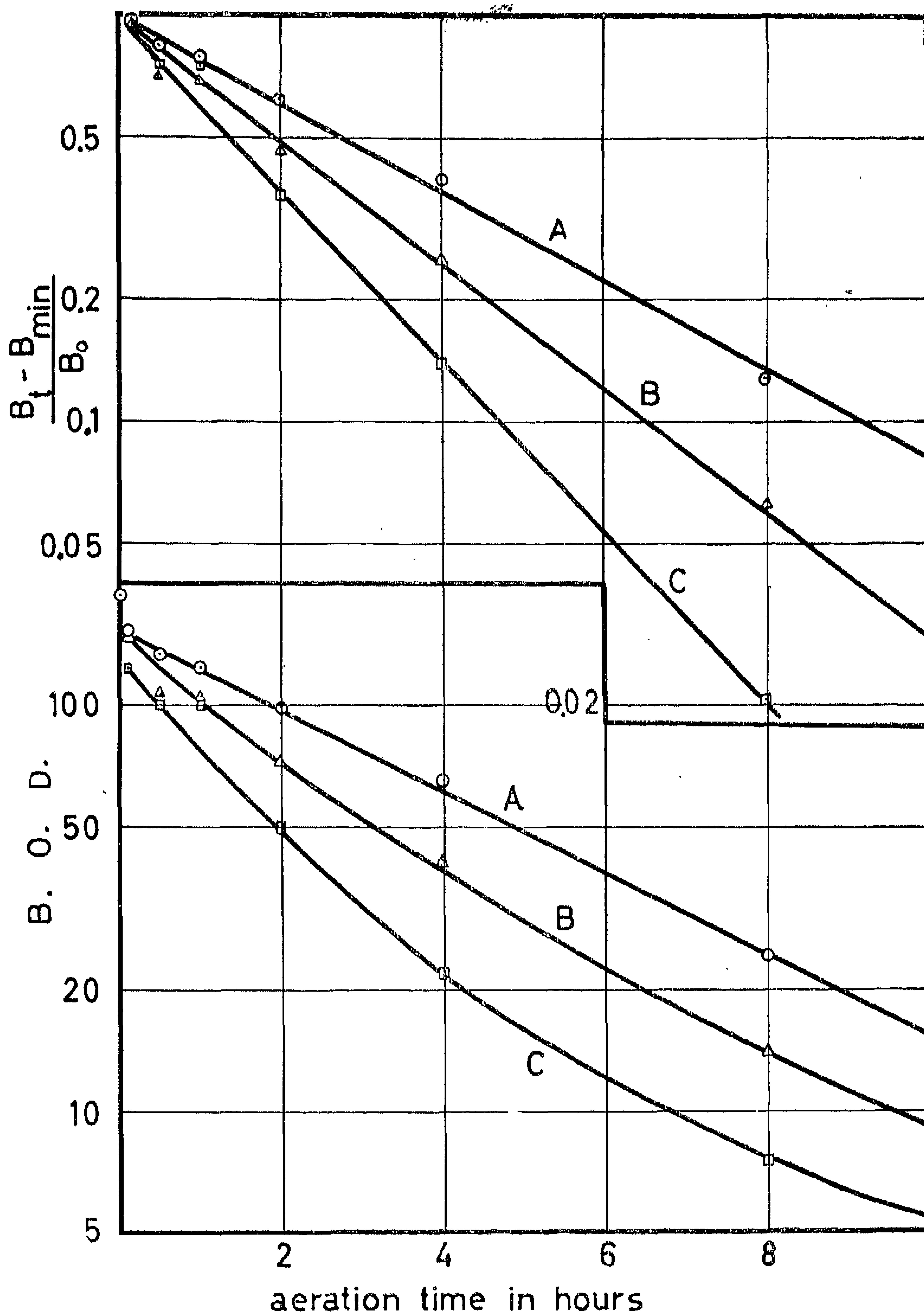


Fig. IV. Relation between log B.O.D. and time. Series 1

For the same type of organic substrate and biological growth, and at similar conditions the value of b is dependent on their relative concentrations in the mixed liquor (S_i / B_i)

$$\frac{B_t - B_{min}}{B_o - B_{min}} = 10^{-bt}$$

$$b = \frac{-\log \dfrac{B_t - B_{min}}{B_o - B_{min}}}{t} \qquad \ldots \qquad 4$$

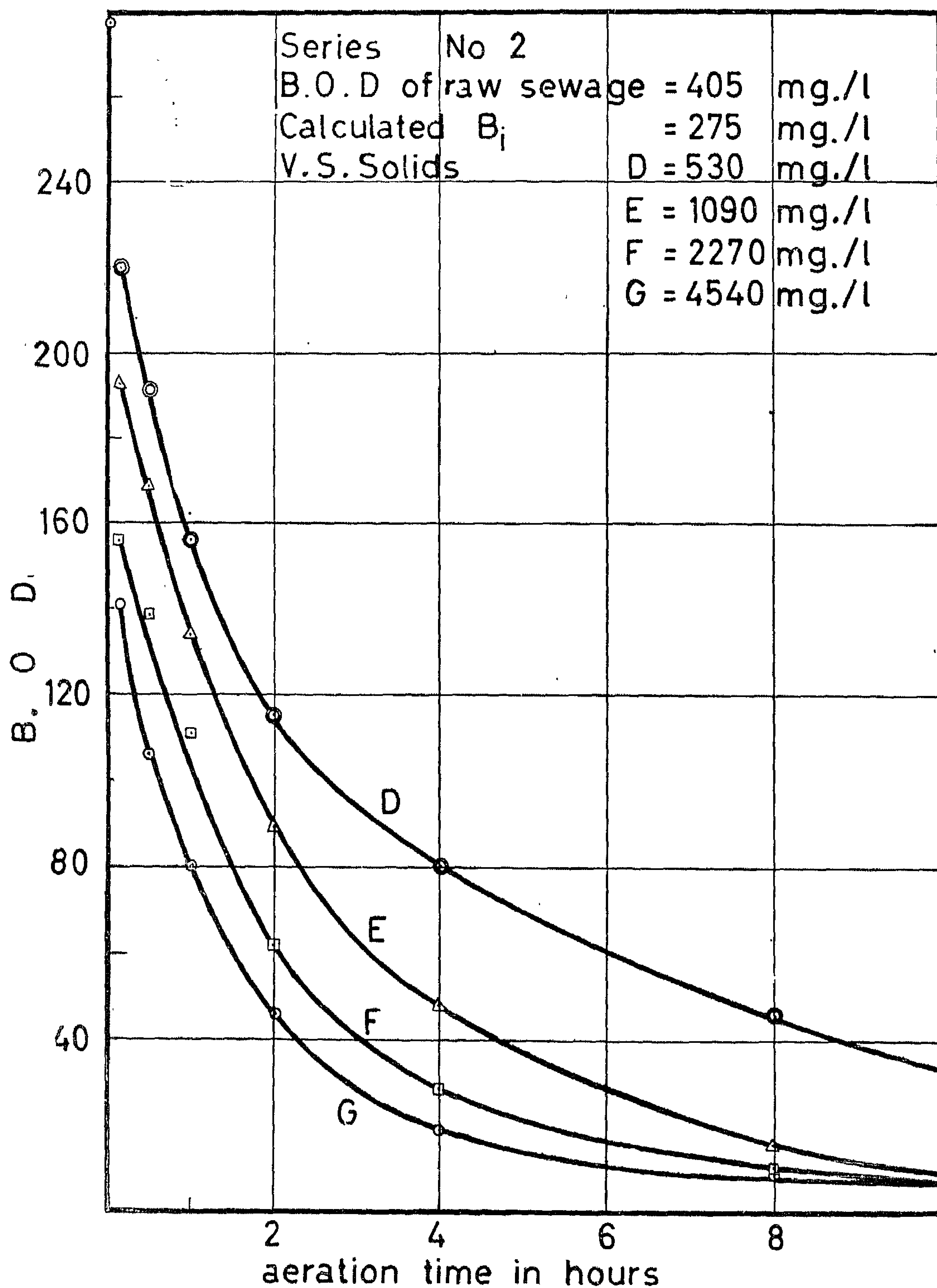


Fig. III. B.O.D. removal in batch systems. Series 2.

B_o is the B.O.D. at t = o

Table II shows the data for B.O.D. removal found to Alexandria sewage for different concentrations of B.O.D. and bio-solids.

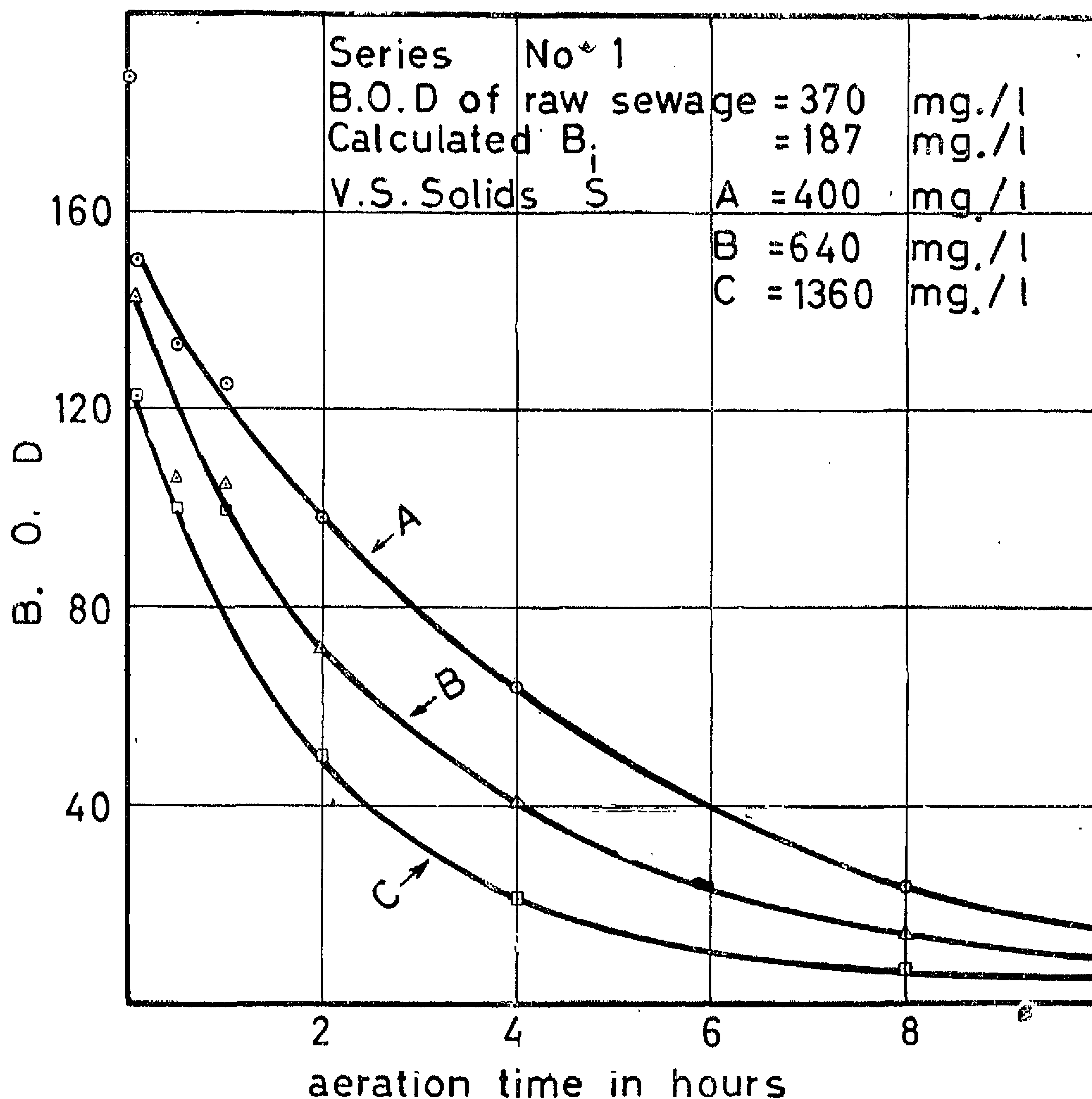


Fig. II. B.O.D. removal in boteh systems. Series 1,

Fig. II and III show curves for B.O.D. versus time while fig. IV and V show a plot of log. B.O.D. and $(B_t - B_{min}) / B_o$ vesus time. Examination of these figures show that the rate of B.O.D. removal is neither linear, nor following first order equation, but is more or less following equation 3.

From these data, values of b (apparent rate constant) can be calculated for each batch run by use of equation 3 as follows :

At t = o $a = \frac{B_o - B_{min}}{B_o}$

$$\frac{B_t}{B_o} = \frac{B_o - B_{min}}{B_o} \times 10^{-bt} + \frac{B_{min}}{B_o}$$

B_o is the B.O.D. concentration found after mixing,

S_i is the initial biological growth concentration in mixed liquor in mg./1, and fb is a variable product where

$$\log fb = a - c\sqrt{B_i + S_i} \quad \ldots \quad 2$$

where a and c are constants.

Table I shows data for initial removal found for Alexandria sewage. B_o was determined after 5 to 10 min. mixing.

A plot of log fb versus $\sqrt{B_i + S_i}$ gave a straight line as shown in fig. I.

From fig. I the value of fb may be directly read for any values of B_i and S_i so that the corresponding values for B_o may be calculated from equation 1.

Additional removals and biological synthesis :—

Following initial removal, additional B.O.D. removal is a function of the synthesis of new protoplasm which is essentially a first order reaction. But on comparing the rate of first order reaction, certain deviations were observed. Explanation of the observed results is based on that in the presence of excess food, bacterial growth increases at a rate proportional to the concentration of food (first order reaction), while, simultaneously, and at a lower rate, the cellular material dies and redissolves exerting a new B.O.D. load. After some time, when most B.O.D. load is removed, a case of equilibrium is reached where the rate of B.O.D. removal by biological synthesis is equal to the rate of B.O.D. release by biological decomposition, a condition often referred to as auto oxidation, as oxygen in this case is utilised in stabilising the organic material resulting from the decomposition of biological growth. The net result is the wet burning of biological sludge without further removal of B.O.D.

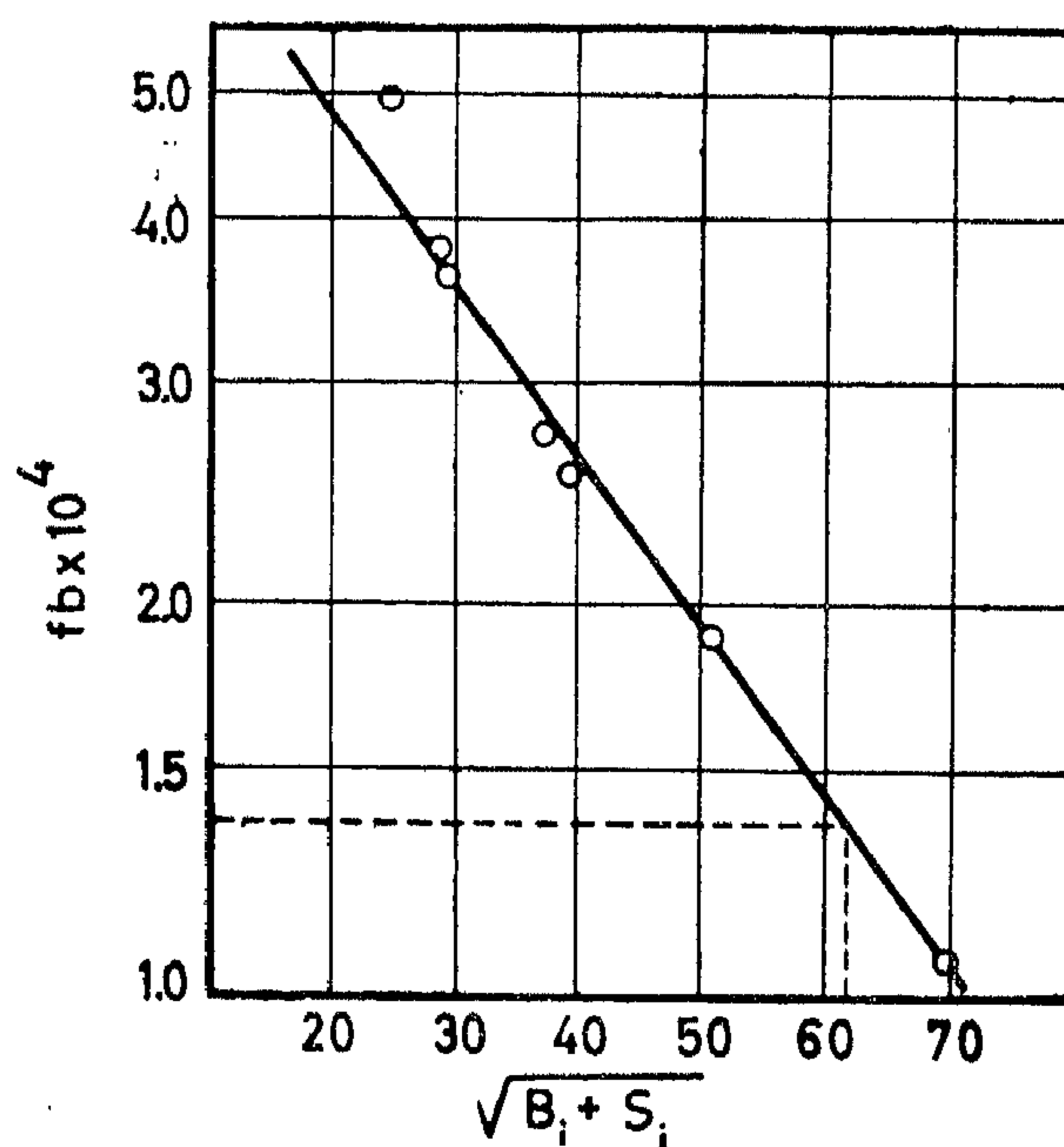


Fig. I. Relation between log f b and $\sqrt{B_i + S_i}$

Many correlations have been given to express the rate of B.O.D. removal, but the one which was found to fit better with the data obtained in this laboratory is the following [3]:

$$\frac{B_t}{B_o} = a \times 10^{-bt} + \frac{B_{min}}{B_o} \quad \ldots \quad 3$$

where a and b are constants depending on concentration of biological growth, constitution of organic substrate and temperature [3],

B_t is B.O.D. after time = t

Bmin is minimum undecomposable B.O.D. or B.O.D. at equilibrium

A METHOD FOR THE PREDICTION OF THE PERFORMANCE OF COMPLETELY MIXED CONTINUOUS ACTIVATED SLUDGE TREATMENT FROM BATCH DATA APPLICATION FOR ALEXANDRIA DOMESTIC WASTE.

By

A. Y. SALEM

(*Faculty of Engineering, Alexandria University*)

INTRODUCTION

The design and operation of sewage and industrial wastes treatment processes require fundamental data concerning the characteristics of the waste treated. High loading intensities which are common in industrial wastes and concentrated domestic sewages often favour the choice of the activated sludge process; but, when this process is considered, it is met with two main problems :

(a) determination of the period of exposure of waste to aeration, and

(b) determination of the quantity of returned activated sludge, so that a certain degree of purification is achieved. These values and others are dependent on the characteristics of the waste itself and differ greatly, from one waste to the other, and high costs of construction and operation of treatment plants justify great care in selecting both process units and data.

The present work deals with a general method for the prediction of performance of continuously fed biological systems from fundamental data obtained from laboratory scaled batch studies. Information obtained in this way serves as a guide for pilot-scaled studies, or where these are not justified may be used for design purposes.

Work on Alexandria sewage was chosen as an example for illustration of the method and calculation. This may also help to put information about some characteristics of this waste whenever needed. It is intended to extend this work to trade wastes causing pollution problems.

This method, however, does not apply to toxic or biostatic wastes.

USEFUL FUNDAMENTAL BATCH DATA

Initial removal :—

The term initial removal is used to define the B.O.D. removal which occurs very rapidly right after mixing the culture with the organic substrate. It is probably the result of an enzyme complexing reaction(1). The magnitude of initial removal is a function of active masses of biological culture, organic substrate, and other variable factors which render its direct quantitative evaluation very difficult, but the following correlation (2) between initial removal and concentrations of reactants has been tried and found completely satisfactory:

$$B_i - B_o = fb \times B_i \times S_i \qquad \text{1}$$

where B_i is the initial B.O.D. concentration in the mixed liquor in mg./1 which is calculated from the B.O.D. of both biological culture and organic substrate before mixing.

REFERENCES :

1. T.Y. Lin : "Design of Prestressed Concrete Structures" Second edition 1963, Published by John Wiley and Sons, Inc.

2. D.F. Billet and J.H. Appelton : "Flexural Strength of Prestressed Concrete Beam," Journal of American Concrete Institute, June 1954.

3. C.P. Siess : "Strength of Prestressed Concrete Members", Symposium on the strength of Concrete structures-Cement and concrete Association — London, May 1956.

4. J.R. Janney, E. Hognestad and D. McHenry : "Ultimate Flexural Strength of Prestressed and Conventionally Reinforced Concrete Beams", Journal of American Concrete Institute, February 1956.

5. N. Khachaturian, Igbal Ali and L.T. Thorpe : "Analytical Studies of Relations Among Design Criteria for Prestressed Concrete", University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin, No. 463, May 1962.

6. J. Warwaruk, M.A. Sozen and C.P. Siess : "Strength and Behaviour in Flexure of Prestressed Concrete Beams", University of Illinois Engineering Experiment Station Bulletin, No. 464, August 1962.

7. American Concrete Institute Building Code (ACI 318-63).

8. F. Walley and S.C.C. Bate : "A Guide to the B.S. Code of Practice for Prestressed Concrete", No. 115-1959, published by Concrete Publications Limited, 1961.

* * *

In Table (1) a comparison is made for the ultimate moment as computed from Figure 14 and the measured values for beams reported in references (2) and (6). The ratio of $M_{meas.}/M_{comp.}$ was found equal to 1.007 with a standard deviation of 0.058 if we exclude beams with pf_s'/f_c' bigger than 0.5 which failed in compression suddenly without enough warning.

b. **Bonded Beams with Supplementary Reinforcement.**

When supplementary reinforcement of the standard intermediate grade which has a definite yield is used, its stress at failure to be equal to the yield stress. The additional ultimate moment will be

(26)

$$M_a = A_s' f_{sy} (k_2 k_u d - d') + A_s'' f_{sy} (d'' - k_2 k_u d)$$

c. **Unbonded Beams**

The reinforcement stress at failure for unbonded beams is rather difficult to determine since it depends largely on the geometrical shape of the beam and the type of loading. Even if the unbonded beams are treated as an arch with a tie, possible friction in the reinforcement makes it difficult to estimate the ultimate stress.

For commonly used beams with $pf_s'/fc' < 0.4$ and with effective prestress equal to $0.5f_s'$ the increase in the reinforcement stress is expected to vary from 0.15—0.4 of its ultimate stress. This means that most of the unbonded beams are expected to fall in compression while the reinforcement stress is in the elastic range. Accordingly, such beams should be designed with an ample safety factor to avoid the sudden failure by assuming the reinforcement stress at failure to be equal to $0.65 f_s'$ and the ultimate moment will be given by

(27)

$$\frac{M_u}{f_c' bd^2} = 0.65 \frac{pf_s'}{f_c'} \left(1 - 0.364 \frac{pf_s'}{f_c'}\right)$$

6. CONCLUSIONS

The study of the behaviour of beams up to failure together with the main variables affecting the ultimate flexural moment justified the assumptions presented in equations (19), (20) and (21).

For the most commonly used prestressed beams with effective prestress f_{se} not less than $0.4f_s'$, the ultimate flexural moment can be determined with sufficient accuracy from equations (22), (23), (25) and (27) or from Figure 14 which gives the following

$$M_u = C_1 f'c\ bd^2$$

where C_1 is a factor depending on the dimentionless ratio pf_s'/f_c' and can be obtained directly from Figure 14.

It is also recommended to design prestressed beams with pf_s'/f_c' not less than 0.05 and not more than 0.4 in order to avoid failure by fracture of reinforcement and compression failure.

Table I. *(Continued)*

Beam No.	f'c psi	f's ksi	b in	d in	p	pf's-f'c	f_{se} ksi	Mu comp.	k in Meas.	Meas Mcomp
B — 2	5420	245.6	6.1	9.53	.198	0.89	116.8	240	263	1.095
4	3440	245.6	6.1	9.19	.413	.295	113.9	399	400	1.002
5	5650	249	6.1	9.33	.437	.193	114.1	474	492	1.038
6	2950	249	6.05	8.12	.695	.588	116	355	451	
7	5910	249	6.1	8.09	.942	.396	112.8	675	646	0.957
8	3280	249	6.05	7.99	.953	.723	112.9	382	594	
20	3820	249	6.03	9.27	.278	.181	118.6	297	281	0.946
21	6560	249	6.05	9.05	.284	.108	118	303	304	1.003
22	7630	249	6.05	9.13	.561	.183	115.2	581	592	1.019
23	8200	249	6.05	8.2	.943	.286	117.3	731	708	0.969
24	6115	249	6.05	8.24	.764	.304	116.4	580	593	1.022
25	3270	249	6.03	8.01	.641	.49	114.5	379	444	1.17
26	4590	249	6.05	8.36	.92	.50	118	582	621	1.07
15	5710	240	6.14	9.29	.418	.175	150	439	428	0.975
16	3330	240	6.05	9.0	.108	.078	150.3	121	125	1.030
17	4580	240	6.0	9.09	.429	.225	150	409	406	0.993
18	4100	240	6.0	8.29	.647	.378	148.8	465	462	0.994
19	6225	240	6.08	8.27	.873	.337	151.3	650	633	.0974

Average ratio	1.007
Standard deviation	0.058

TABLE I.

Comparison between measured ultimate moments and that computed from fig. 14, for beams reported in references 2 & 6

Beam No.	f'c p.s.i	f's ksi	b in	d in	p	pf's f'c	fsc ksi	(Mn k) in comp.	(Mn k) in meas.	Mmeas. / Mcomp.
RB.34.031	5280	267	6.0	9.1	.166	.083	118.2	198	198	1.000
RB.34.093	3970	267	6.3	9.06	.369	.248	114	382	362	0.948
RB.34.126	5230	267	6.1	9.08	.658	.336	112.2	655	569	0.868
OB.24.061	2890	248	6.1	8.08	.177	.1515	100	145	156	1.076
OB.24.168	3450	248	6.1	8.23	.579	.4175	100	420	387	0.920
OB.24.189	4280	185	6.2	8.07	.815	.350	100	448	434	0.969
OB.24.190	2500	185	6.2	7.93	.475	.352	100	253	270	1.067
OB.34.027	3760	246	6.0	9.62	.101	.066	120	134	136	1.01
OB.34.037	5420	246	6.2	9.53	.198	.091	116.8	250	258	1.035
OB.34.038	8320	256	6.0	9.08	.312	.097	120	354	372	1.052
OB.34.043	6560	246	6.1	9.05	.284	.107	118	301	302	1.000
OB.34.071	7180	257	6.0	9.32	.51	.188	120	565	559	0.983
OB.34.073	3820	248	6.1	9.27	.278	.1815	118.6	300	281	0.937
OB.34.074	7630	248	6.1	9.13	.561	.184	115.2	586	592	1.01
OB.34.076	5490	246	6.0	9.11	.424	.187	107.8	421	443	1.052
OB.34.077	5650	248	6.1	9.33	.437	.192	114.1	471	482	1.023
OB.34.115	8200	248	6.0	8.2	.943	.286	117.3	724	707	0.976
OB.34.120	3440	246	6.1	9.19	.413	.295	113.9	399	389	0.975
OB.34.122	6120	248	6.1	8.24	.746	.303	116.4	583	577	0.990
OB.34.159	5910	248	6.1	8.09	.942	.395	112.8	627	646	1.030
OB.34.196	3270	248	6.1	8.01	.641	.487	114.5	384	432	1.125
OB.34.200	4590	248	6.1	8.36	.920	.496	118	581	588	1.002
OB.34.236	2950	248	6.1	8.12	.695	.585	116	355	424	
OB.34.290	3280	248	6.1	7.99	.953	.720	112.9	382	572	
OB.44.032	3330	240	6.0	9.0	.108	.077	150.3	117	122	1.04
OB.44.073	5710	240	6.0	9.29	.418	.1755	150	429	426	0.993
OB.44.094	4580	240	6.0	9.09	.429	.226	151	411	408	0.993
OB.44.140	6220	240	6.1	8.27	.873	.336	151.3	649	635	0.978
OB.44.158	4100	240	6.0	8.29	.647	.379	148.8	467	462	.0989

For the reinforcement stress in the purely elastic range, ε_{su} maximum may be taken equal to 0.007. The minimum value for $\varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce}$ may be taken equal to 0.0035 for effective prestress f_{se} not less than 0.4 f_s'. With an average value of $F\varepsilon_u$ equal to 0.0034 equation (9) will give the minimum value for k_u to get compression failure by the following

(24)

$$k_u = \frac{0.0034}{.007 - .0035 + .0034} = 0.5$$

From equation (6) and (24) and for $f_{cu} = 0.75\ f_c'$, the ultimate flexural moment for compression failure will be given by the following equation

(25)

$$M_u = 0.3\ f_c'\ bd^2$$

For sections with pf_s'/fc' varying between 0.05 and 0.15 we expect the value of f_{su} will vary from f_s' to $0.9\ f_s'$. For sections with pf_s'/f_c' varying between 0.4 and 0.5 we expect to have a transition from tension failure to a compression one. If we draw the relation between pf_s'/f_c' and $M_u/f_c'bd^2$ according to equations (22), (23), and (25), the missing values for pf_s'/f_c' could be drawn by a smooth curve to join the known ones as shown in Figure 14.

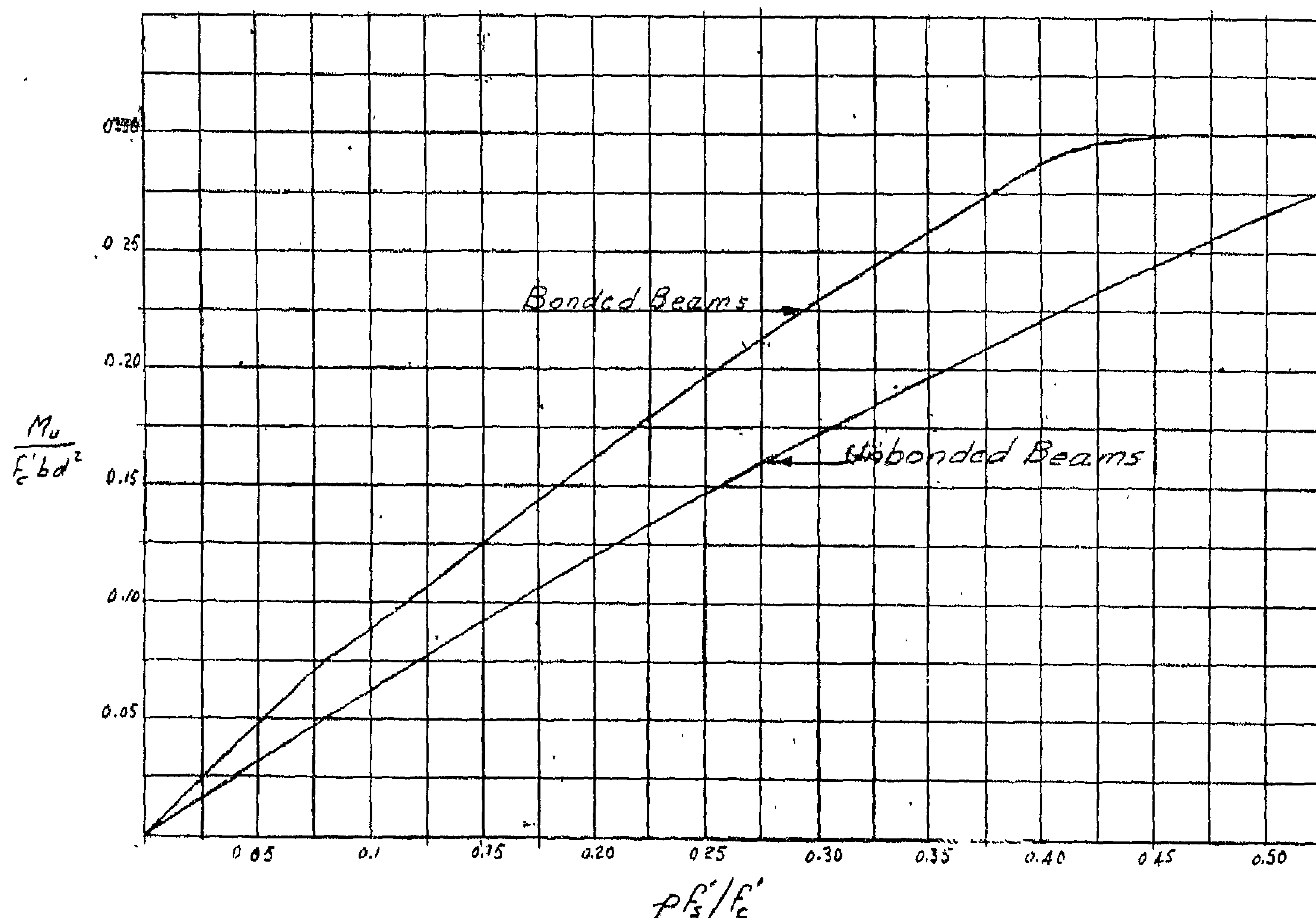


fig 14 - Relationship between bf_s'/f_c' anb $mu/f_c'bd^2$

be less than 0.85 f'_s. From previous analysis and test results the following recommendation could be made for bonded beams with effective prestress f_{se} not less than 0.4 f'_s.

(20)

a — for $p f'_s / f'_c < 0.05$ take $f_{su} = f'_s$

and

(21)

b — for $0.15 < p f'_s / f'_c < 0.40$ take $f_{su} = 0.9 f'_s$

For $pf'_s / f'_c > 0.5$ we expect to have compression failure and f_{su} will be in the elastic range. In this case, the main factor affecting the ultimate moment will be the concrete strength f_{cu} and not the reinforcement stress f_{su}.

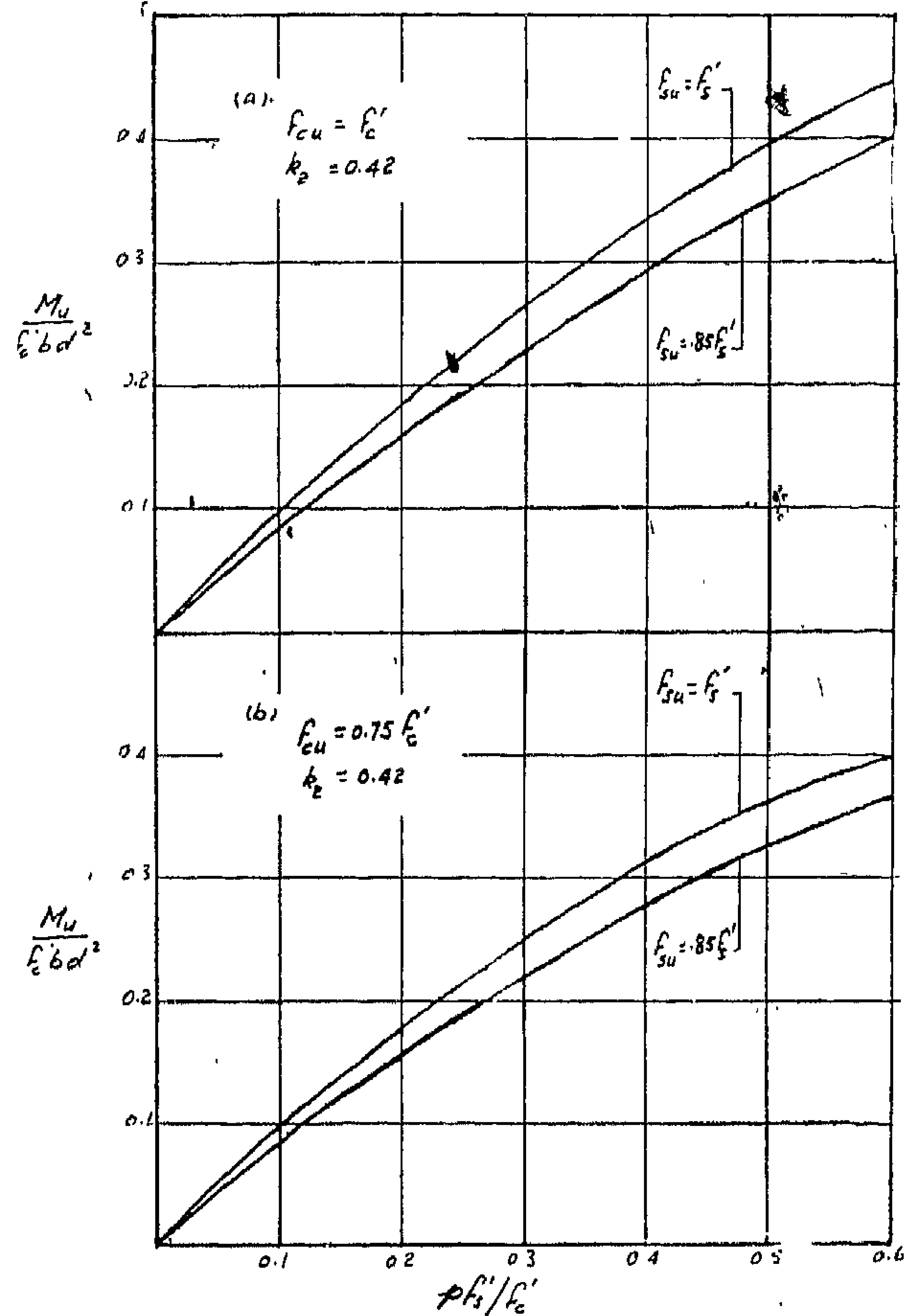


Fig. 13—Effect of Variation in f_{su} in the inclase range.

5.5 Computation of Ultimate Moment

a. Bonded beams with f_{se} not less than 0.40 f'_s

with the simplified assumptions recommended in parts (5.2) (5.3), and (5.4) for the main variables affecting the ultimate flexural moments (k_2, f_{cu} & f_{su}) equation (6-a) will give the following

(22)

i. For $pf'_s / f'_c < 0.05$

$$\frac{M_u}{f'_c\, bd^2} = \frac{pf'_s}{f'_c}\left(1 - 0.56\frac{pf'_s}{f'_c}\right)$$

(23)

ii. For $0.15 < \frac{pf'_s}{f'_c} < 0.4$

$$\frac{M_u}{f'_c\, bd^2} = 0.9\,\frac{pf'_s}{f'_c}\left(1 - 0.504\frac{pf'_s}{f'_c}\right)$$

For sections with $pf'_s/f'_c > 0.5$ where we expect to have a compression failure, the depth of concrete in compression can be obtained from the strain compatibility at failure

(9)

$$k_u = \frac{F\varepsilon_u}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{se} - \varepsilon_{ce} + F\varepsilon_u}$$

shows that f_{cu} increases at a disproportionately smaller rate as f'_c increases. For the most commonly used concrete, the cylinder strength varies from 3000 to 5000 p.s.i. For this range, equations (2) and (2-a) give values for f_{cu} that vary from 1.0 f'_c to 0.625 f'_c (1.0 f'_c according to equation (2-a) for f'_c = 3,000 p.s.i. and 0.625 f'_c according to equation (2-b) for f'_c = 8000 p.s.i.). A simplified expression for f_{cu} can be given by

(19)

$$f_{cu} = 0.75\, f'_c$$

The maximum variation in the ultimate moment due to possible changes in f_{cu} is shown in Figure 12. The ratio $M_u / f'_c\, bd^2$ was plotted against pf'_s / f'_c according to equation (6-a) wiith k_2 equal to 0.42 for the upper and lower limits of f_{cu} and according to equation (19). Figure (12) shows that the effect of variation in f_{cu} is negligible for sections with pf'_c / f'_c up to 0.20. For the type of failure with the steel in the inelastic range, possible variation on f_{su} is from 0.85 f'_s to 1.0 f'_s (prestressing steel rarely has its yield stress or the 0.2% proof stress less than 0.85f'_s). When f_{su} is equal to f'_s failure could take place theoretically by fracture of steel and this represents the worst condition on which the variation in estimating f_{cu} has noticeable effect on the ultimate moment, as shown in Figure (12-a). For sections with pf'_s / f'_c equal to 0.5 the difference could be up to 10%. However, for the lower limit when f_{su} is equal to 0.85 f'_s the effect of variation in f_{cu} on the ultimate moment is smaller ; for sections with $pf'_s / f'c$ equal to 0.5, the maximum differentce is less than 8% .

5·4 Effect of f_{su}

The reinforcement stress at failure f_{su} is the main variable that can have considerable influence on the ultimate moment. For properly designed sections this stress at failure varies from 0.85 f'_s to 1.0 f'_s and, accordingly, the ultimate moment can vary within the same range. Variation in f_{su} has a noticeable effect on the ultimate moment regardless of the ratio pf'_s / f'_c, as can be seen from Figure 13. For low percentage of reinforcement f_{su} is expected to be very close to f'_s and for the high percentage the value of f_{su} is expected to

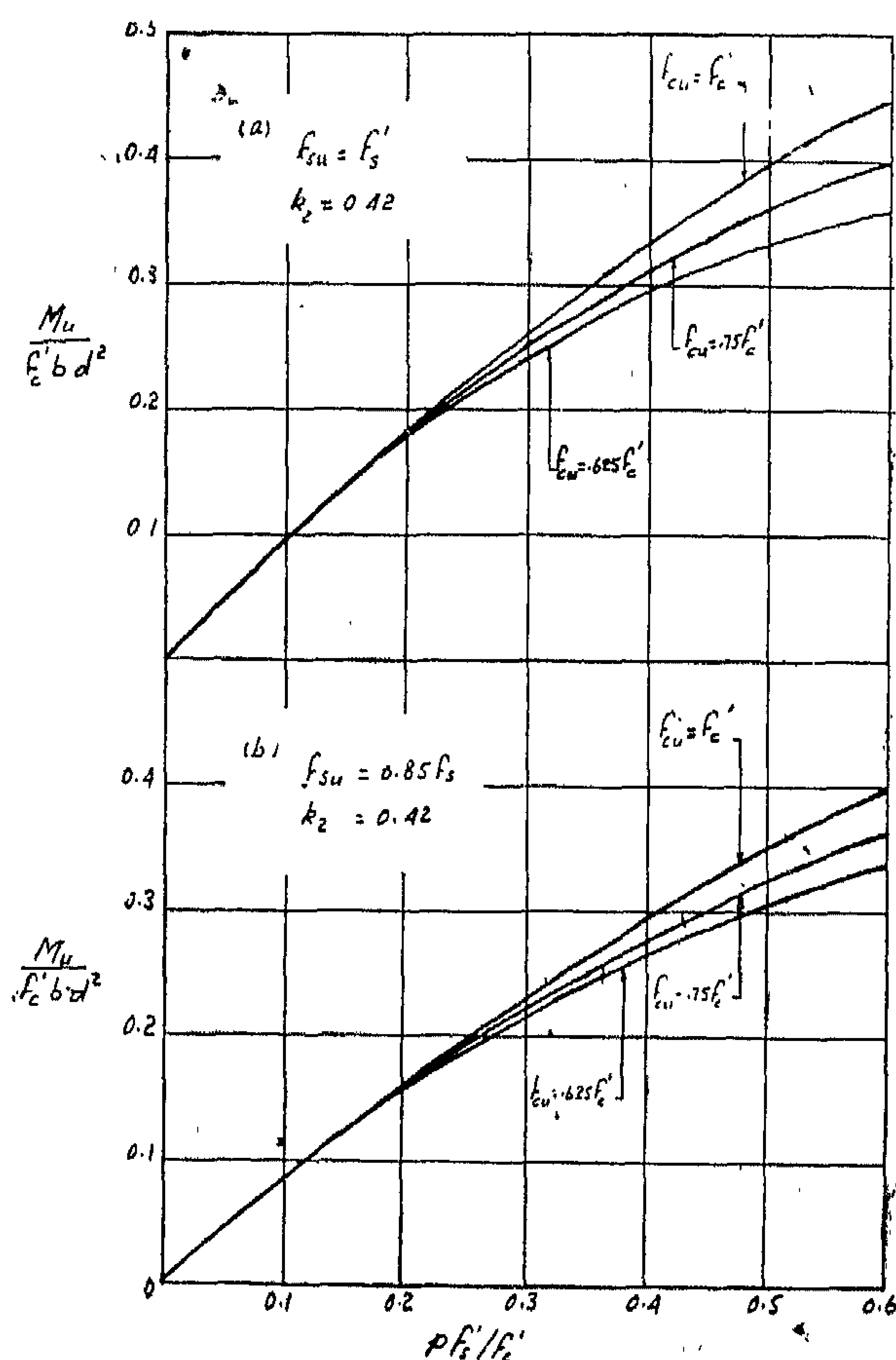


Fig. 12 — Effect of Variation in f_{cu}

The previous analysis gave the following dimensionless equation.

(6)

$$\frac{M_u}{f_{cu}\, bd^2} = k_u \ (1 - k_2 \ k_u)$$

or

(6-a)

$$\frac{M_u}{f_{cu}\, bd^2} = p\frac{f_{su}}{f_{cu}} \ \left(1 - k_2 \ p\frac{f_{su}}{f_{cu}}\right)$$

The main variables affecting the ultimate moment in this equation, other than the geometrical variables, are f_{su}, f_{cu} and k_2. In order to illustrate the influence of these variables, we will examine the effect of each one separately while the other two are either fixed or varying over the reasonable range met in practice.

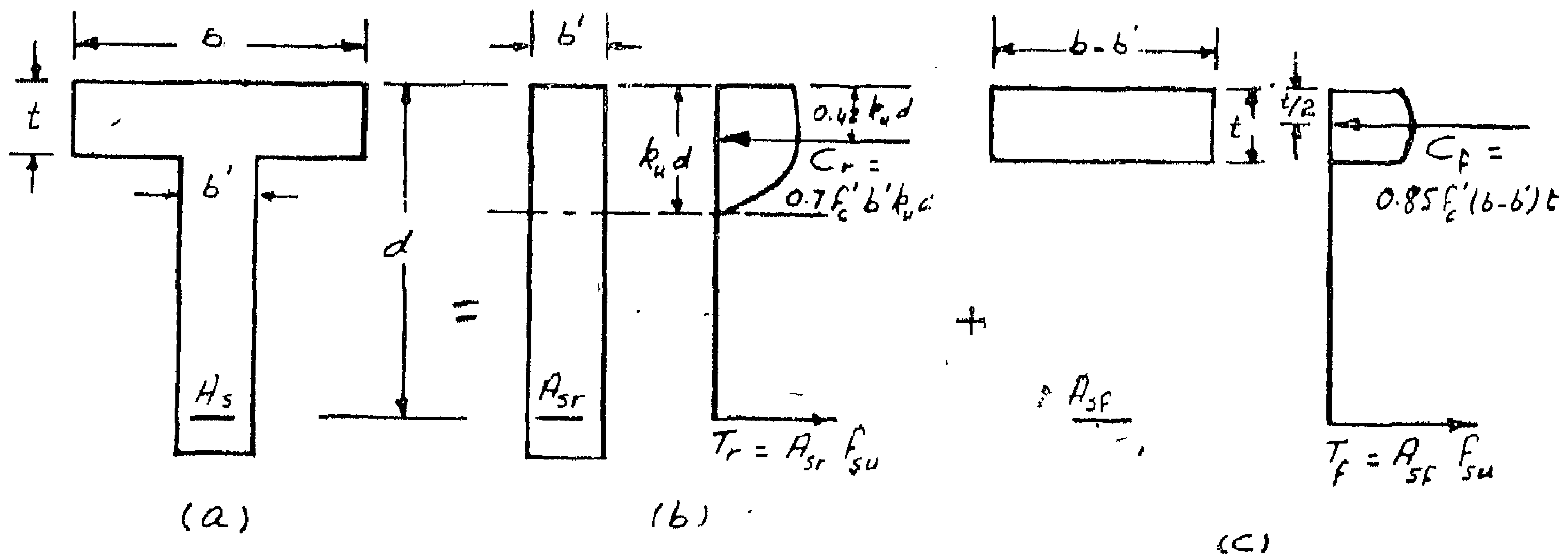


Fig. 10 — Stress Distribution in a flanged Section.

5·2 Effect of the Ratio k_2

For all possible shapes for the stress distribution the value of k_2 could only vary between 0.33 for the triangle shape and 0.5 for the rectangle shape. An average value for k_2 can be assumed equal to 0.42. The effect of variations in k_2 is shown in Figure 11. This figure shows that maximum variation in the ultimate moment is negligible for sections with pf_{su}/f_{cu} up to 0.25 and within 6%] range for sections with pf_{su}/f_{cu} up to 0.5

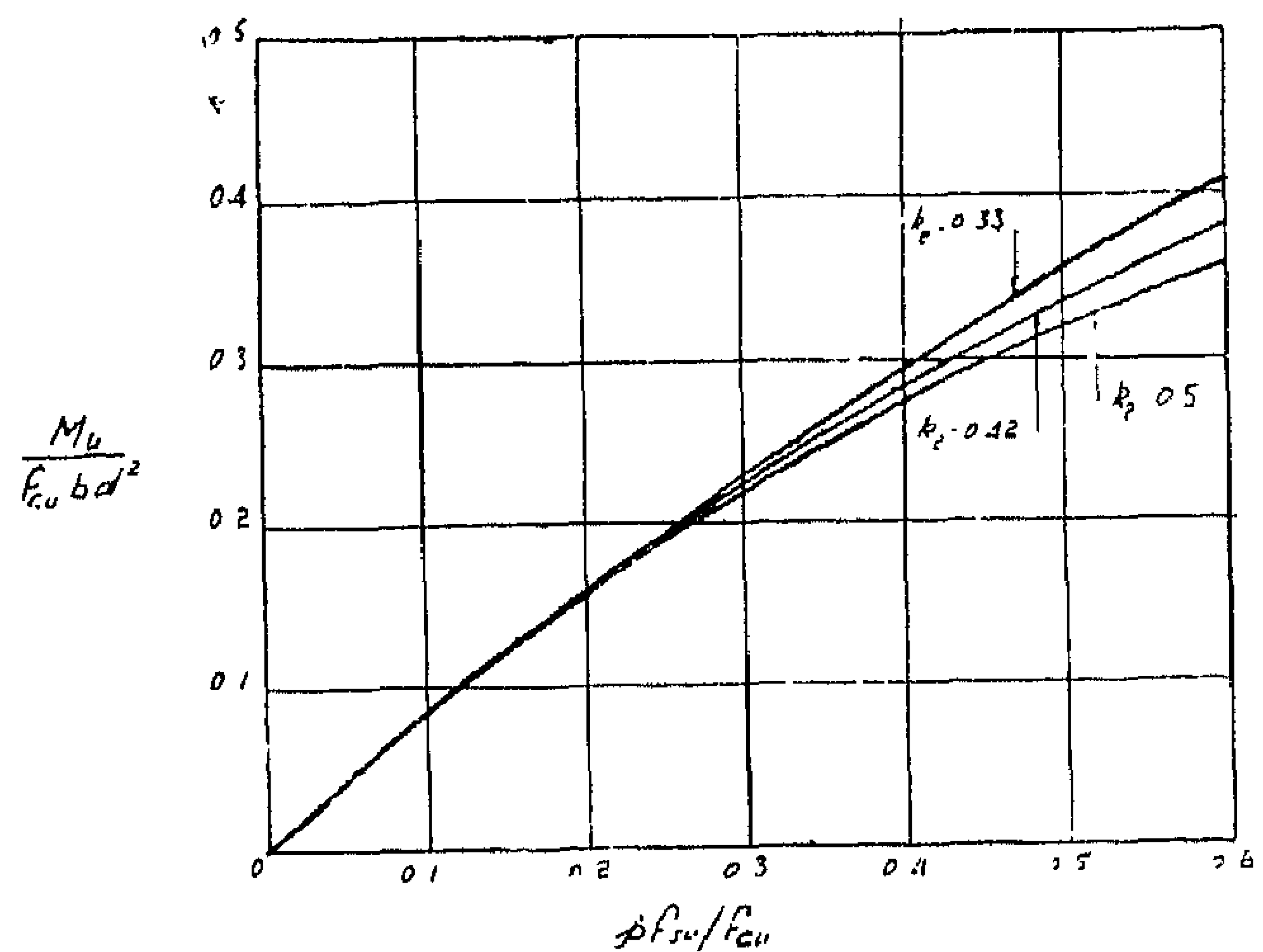


Fig. 11 — Effect of Variation in k_2.

5·3 Eff-ect of f_{cu}

The average concrete stress for beams at failure f_{cu} has been given by different investigators as a function of the cylinder stress f'_c as shown from equations (2) and (2-a) and which also

i.e.

$$A_{sf} = \frac{0.85 \; f'_c \; (b-b') \; t}{f_{su}}$$

and, if for the rectangular portion b'd in Figure (10—b), the average effective concrete stress is assumed to be 0.7 f'c and k_2 equal to 0.42, the total ultimate moment will be

(18)

$$M_u = A_{sr} \; f_{su} \; d \; (1-0.6 \frac{A_{sr} \; f_{su}}{b'd \; f'_c}) + 0.85 \; f'_c \; (b-b') \; t.(d-\frac{t}{2})$$

Equation 18 is recommended by the ACI ASCE joint committee.

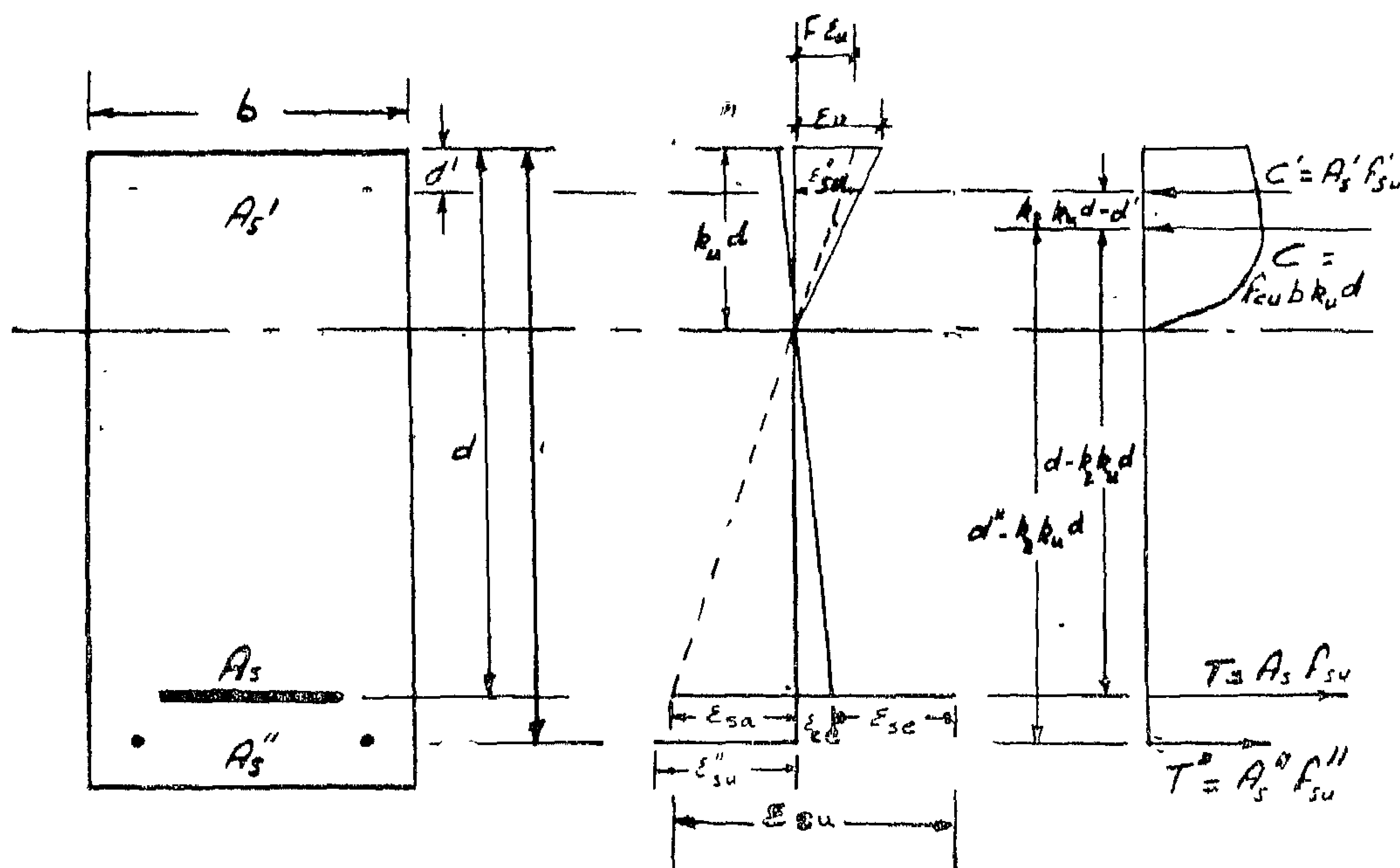


Fig. 9 — Stress and Strain Distribution for Rectangular Sections with Suplementary Reinforcement.

5. PROPOSED SIMPLIFIED METHOD FOR COMPUTATION OF ULTIMATE FLEXURAL MOMENT.

5.1 General Remarks

The previous methods presented for computing the ultimate flexural moments may not appear simple enough to be used by designers. However, the study of the influence of the different variables affecting the ultimate moment may justify further assumptions than those previously stated which could lead to simplified methods sufficiently accurate to be used for practical design purposes. The study presented here could be applied mainly for the type of failure that takes place by crushing of the concrete in the compression zone while the steel is in the inelastic range and which practically represents most of the sections met in practice. Other types of failure should be avoided since they take place either without enough warning or accompanied by exceedingly large deflections, the limitation to avoid such failures will be given later.

The flanged section shown in Figure 10 can be divided into the two portions shown in Figures (10-b) and (10-c). The steel reinforcement A_s is also divided into two parts, A_{sf} and A_{sr} in the proportion required to keep equilibrium with the corresponding concrete portion. From the equilibrium of the internal forces we get

(14)

$$C_f = T_f \quad \& \quad C_r = T_r$$

and the ultimate moment will be

$$M_u = M_{Rect.\ b'd} + M_{flange}$$

(15)

$$M_u = A_{sr}\ f_{su}\ d\ (1 - k_2\ \frac{A_{sr}}{b'd} \cdot \frac{f_{su}}{f_{cu}}) + A_{sf}\ f_{su}\ d\ (1 - k_2\ \frac{A_s\ f}{(b - b')t} \cdot \frac{f_{su}}{f_{cu}}$$

It is reasonably accurate to assume the average concrete stress in the flanged area Figure (10-c) equal to 0.85 $f'c$ and the resultant compressive force acting at the middle of the flange.

(16)

$$M_{flange} = 0.85\ f'_c\ (b-b')t\ .\ d - \frac{t}{2})$$

or

(17)

$$M_{flange} = A_{sf}\ f_{su}\ (d - \frac{t}{2}\ )$$

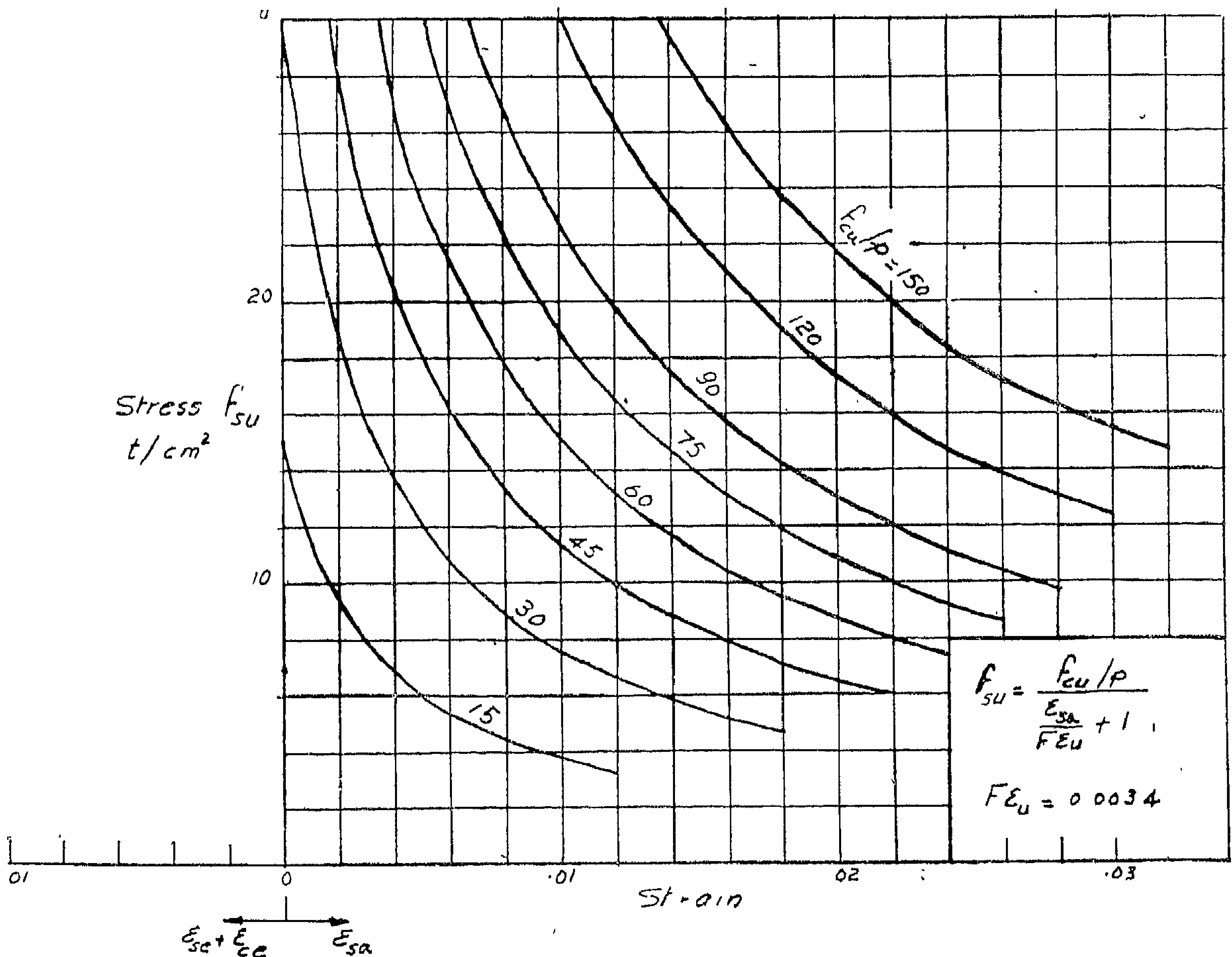


Fig. 8-b — Graphical solution for fsu (units t/cm2).

(11)

$$\varepsilon''_{su} = \frac{F\,\varepsilon_u}{k_u d}\,(d'' - k_u d)$$

and

(12)

$$\varepsilon'_{su} = \frac{\varepsilon_u}{k_u d}\,(k_u d - d')$$

A trial and error solution could be made in a similar way to that discussed before to determine the ultimate steel stress.

c. **Flanged Sections**

If the neutral axis lies within the flange, the section can be treated in the same way as for rectangular section with breadth b equal to breadth of flange.

If the neutral axis lies outside the flange, the area of concrete in compression could be divided into parts of rectangular shape and the previous analysis can be applied. A reasonably safe estimate for the position of neutral axis is given by ACI building code of 1963 as follows :

(13)

„Neutral axis lies outside the flangs if $1.4\; p\; d\,\frac{f_{su}}{f'_c} > t''$

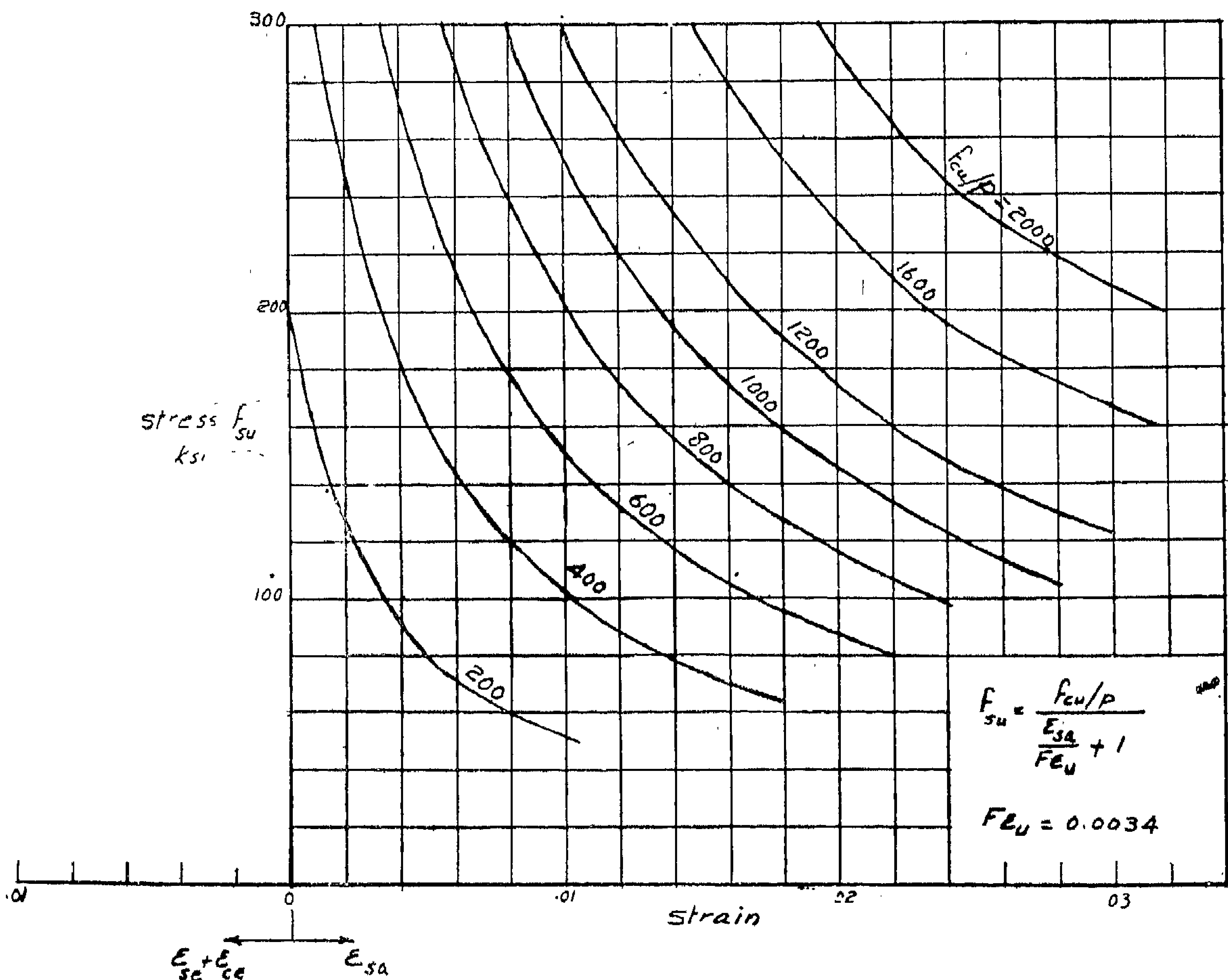


Fig. 8-a — Graphical solution for fsu (units ksi).

A graphical solution for f_{su} is also possible by plotting the stress strain relationship from equation (8 b) and that from the tension test of the same axis as shown in Figure 7. The point of intersection of the two curves gives the reinforcement stress f_{su} at failure for the particular case considered. For this solution equation (8-b) is better written in the following form

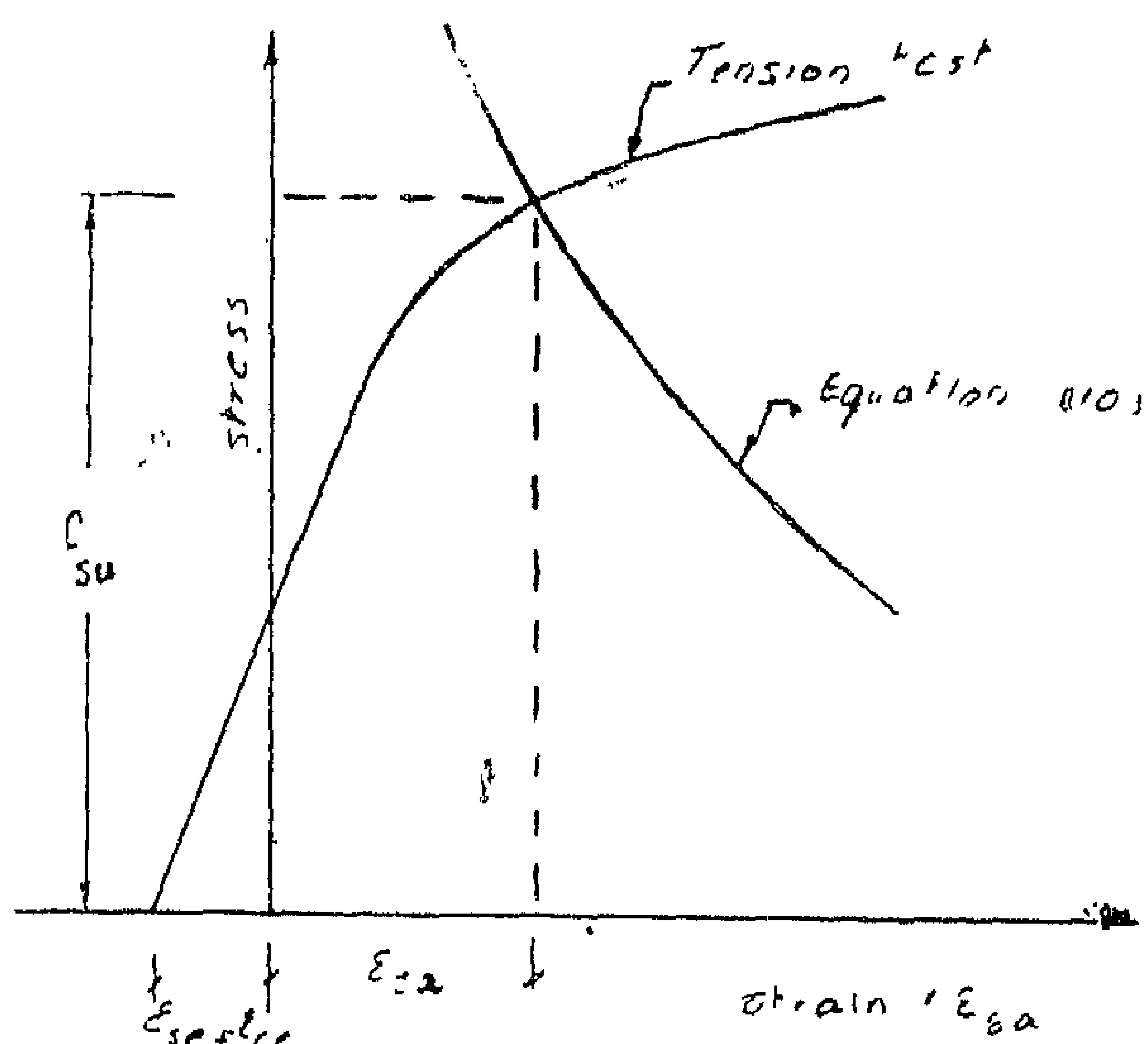


Fig. 7 — Graphical Solution for f_{su}

(10)

$$f_{su} = \frac{\frac{f_{cu}}{p}}{\frac{\varepsilon_{sa}}{F\varepsilon_u} + 1}$$

or

$$k_u = \frac{1}{\frac{\varepsilon_{sa}}{F\varepsilon_u} + 1}$$

where $\varepsilon_{sa} = \varepsilon_{su} - \varepsilon_{se} - \varepsilon_{ce}$

Figure 8 gives the relation between ε_{sa} and f_{su} according to equation (10) for different values of f_{cu}/p to be used directly to determine f_{su} by superimposing the stress-strain curve from the tension test shifted to the left of the stress axis by the value $\varepsilon_{se} + \varepsilon_{cc}$.

Figure 8 also shows that, for the most common sections used in practice, where f_{cu}/p is bigger than 500 k.s.i. and effective prestress not less than 0.4 f_s' the curve representing equation (10) will intersect the tension test curve in the inelastic range and all possible variation in $F\varepsilon_u$ will be of insignificant effect on f_{su}.

b. **Rectangular Sections with Supplementary Reinforcement.**

With the same principles previously discussed, the following equations can be obtained from the strain and stress distribution shown in Figure 9.

Taking moments about C we get

(3-a)

$$M_u = A_s f_{su} d(1-k_2k_u) + A''_s f''_{su} (d''-k_2k_ud) + A'_s f'_{su} (k_2 k_ud-d')$$

And from equilibrium of internal forces we get

$$C + C' = T + T''$$

$$f_{cu} b k_u d + A'_s f'_{su} = A_s f_{su} + A''_s f''_{su}$$

(4-a)

$$k_u = \frac{A_s f_{su} + A''_s f''_{su} - A'_s f'_{su}}{f_{cu} b d}$$

together with the previous strain equations 7 ⟶ 10 we have

6)

$$\frac{M_u}{f_{cu}\, b\, d^2} = k_u \, (1 - k_2 \, k_u)$$

For a given section the quantities b, d and p are known and k_2, f_{cu} are assumed. In order to determine the ultimate moment we still need to determine the reinforcement stress at failure f_{su} or the dimensionless parameter k_u, this could be obtained from the strain geometry shown in Figure 4-b. The total reinforcement strain at failure ε_{su} is given by

7)

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce} + \varepsilon_{sa}$$

ε_{se} = effective pre-strain

ε_{ce} = strain in concrete at level of the reinforcement due to effective pre-stress

ε_{sa} = increase in reinforcement strain due to applied loads neglecting effect of ε_{ce}

Substituting for ε_{sa} by its value from equation (1) we get

(8-a)

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce} + F\varepsilon_u \frac{(1-k_u)}{k_u}$$

(8-b)

$$\text{or} \quad \varepsilon_{su} = \varepsilon_{se} + \varepsilon_{ce} + F\varepsilon_u \left(\frac{f_{cu}}{b\, f_{su}} - 1\right)$$

and

(9)

$$k_u = \frac{F\,\varepsilon_u}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{se} - \varepsilon_{ce} + F\varepsilon_u}$$

Equation (8-b) presents a stress-strain relationship for the reinformceent at failure which should be compatible with the stress-strain relationship of the reinforcement itself. If an algebraic equation could be written to express the complete stress-strain relationship of the reinforcement, this equation may be solved with equation (8-b) simultaneously to give the specific reinforcement stress f_{su} at failure. This procedure is rather lengthy due to the complexity of the equations that can express the complete stress- strain relationship for the reinforcement. A trial and error solution may be simpler when done in the following steps :

1. Assume reasonable value for f_{su}.

2. Get the corresponding ε_{su} from equation (8-b).

3. Using the value of ε_{su} get the corresponding stress from the stress-strain relationship of the reinforcement.

4. Repeat steps 1, 2, and 3 until the assumed value of f_{su} agrees with that obtained from step 3.

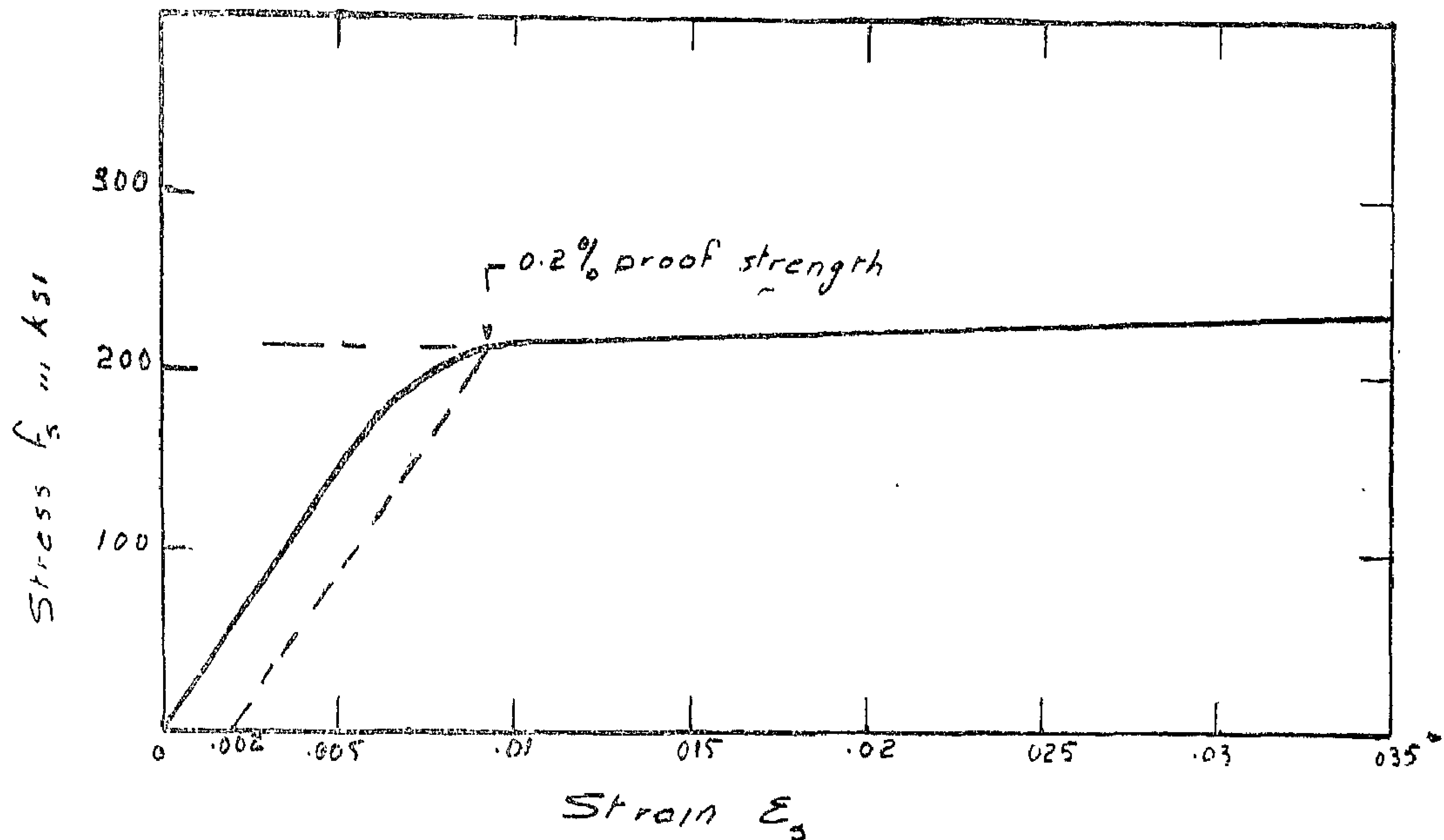


Fig. 6 — Typical stress-strain curve for 250 ksi prestressing steel.

4.3 Computation of the Ultimate Flexural Moment.

The method used for derivation of ultimate moment will be presented in detail for rectangular cross sections with prestress in the tension zone only ; other sections with supplementary reinforcement and flanged sections will be discussed briefly.

a. Rectangular sections with tension reinforcement only.

From the stress distribution shown in Figure 4-c and the equilibrium conditions, the ultimate moment can be obtained by taking moments about the centroid of the compressive force.

(3)

$$M_u = A_s f_{su} d (1 - k_2 k_u)$$

$$C = T$$

or

$$f_{cu} b k_u d = A_s f_{su} = p b d f_{su}$$

from which we get

(4)

$$k_u = p f_{su} / f_{cu}$$

substitnting for k_u in equation (3) by its value obained from equation (4) we get

(5)

$$M_u = A_s f_{su} d \left(1 - k2 \frac{p f_{su}}{f_{cu}} \right)$$

Also from equations (3) and (4) we can get the following dimensionless relationship

3. Stress distribution of the concrete in compression takes a shape similar to the compressive stress-strain relationship of axially loaded specimens. The average concrete stress over the entire compression zone at failure is f_{cu} (some literature refers to it as $k_1 \; k_3 \; f_c$), see Figure 5. The following equatious (2-a and 2-b) relating f_{cu} to $f_c{}'$ were recommended in references (2) and (4) respectively.

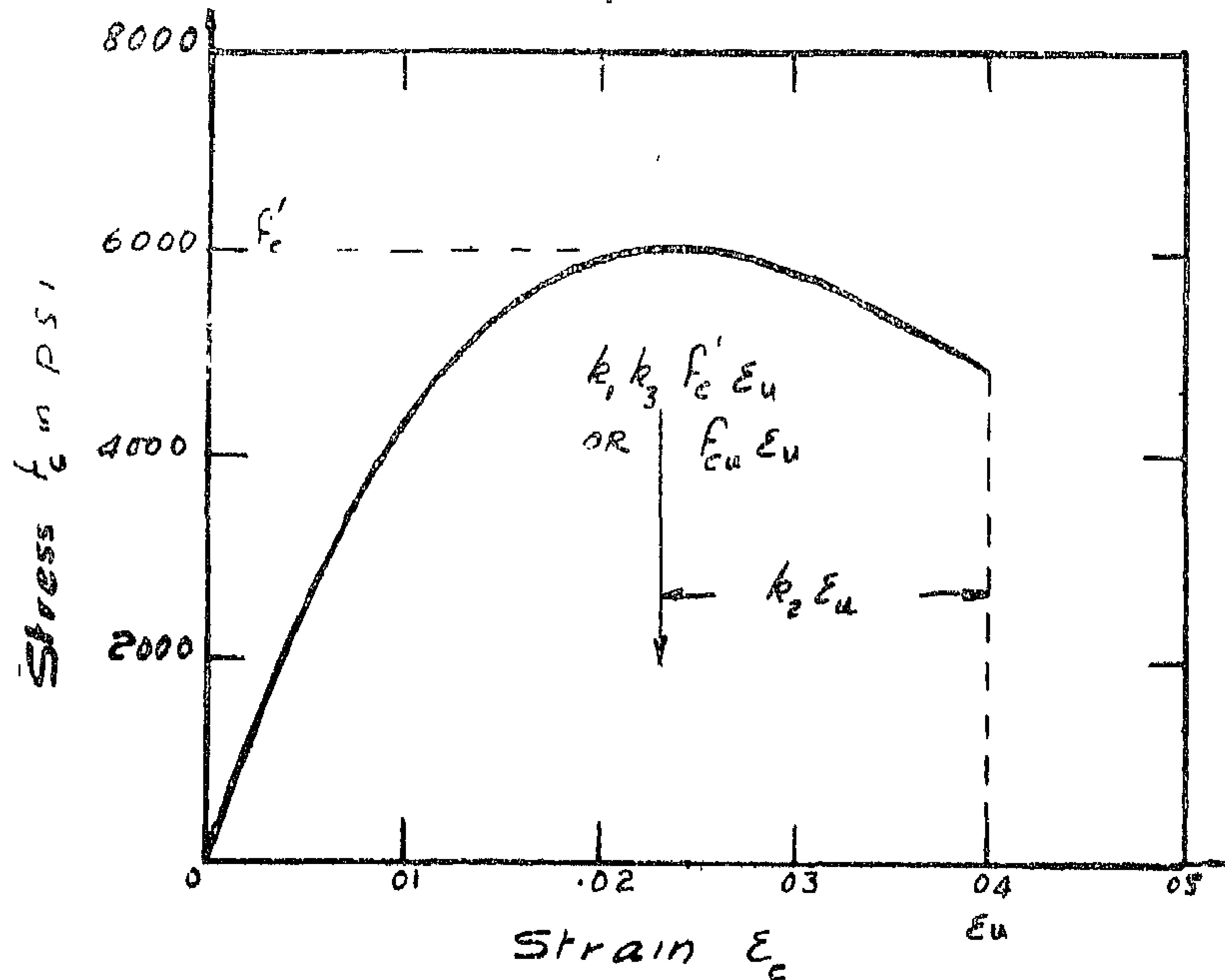


Fig. 5 — Typical stress-strain curve for 6000 p.s.i. concrete.

(2-a)

$$f_{cu} = {}^1/_2 \; \frac{(f_c{}' + 6000)}{(f_c{}' + 1500)}$$

(2-b)

$$f_{cu} = \frac{f_c{}'}{0.8 + 0.0001 \; f_c{}'}$$

where f_{cu} and $f_c{}'$ are in p.s.i.

4. The resultant compressive force at failure acts at a distance equal to $k_2 \, k'_u \, d$ from the extreme fiber in compression. Possible variation of the parameter k_2 is 0.33 for triangular stress distribution and 0.5 for the rectangular one. An average value of $k_2 = 0.42$ is assumed.

5. Concrete in tension is neglected. The force carried by the uncracked concrete in tension just below the neutral axis is usually small and its contribution to the ultimate moment is negligible.

6. The stress-strain relationship for the reinforcement is determined from the standard tension test. For high tensile steel, used in prestressing that does not exhibit definite yield point, the stress corresponding to 0.2% proof stress is considered as the yield stress. See Figure 6.

1. Failure by crushing of concrete in the extreme compression fibers takes place at a limiting strain regardless of the concrete strength. From previous tests of concrete beams the useful limit for strain in concrete ε_u is assumed to be 0.004 at the extreme fibers in compression.

2. Strain distribution in the compression zone is linear. The existence of a well developed tension crack at the failure plane means that there are no strains in the section slightly below the neutral axis and the steel reinforcement. This crack is also expected to disturb the linear relationship between the strains in the compression zone and the reinforcement which is usually assumed in conventional straight line analysis. The strain distribution at failure shown in Figure 4-b can be expressed by the following equation :

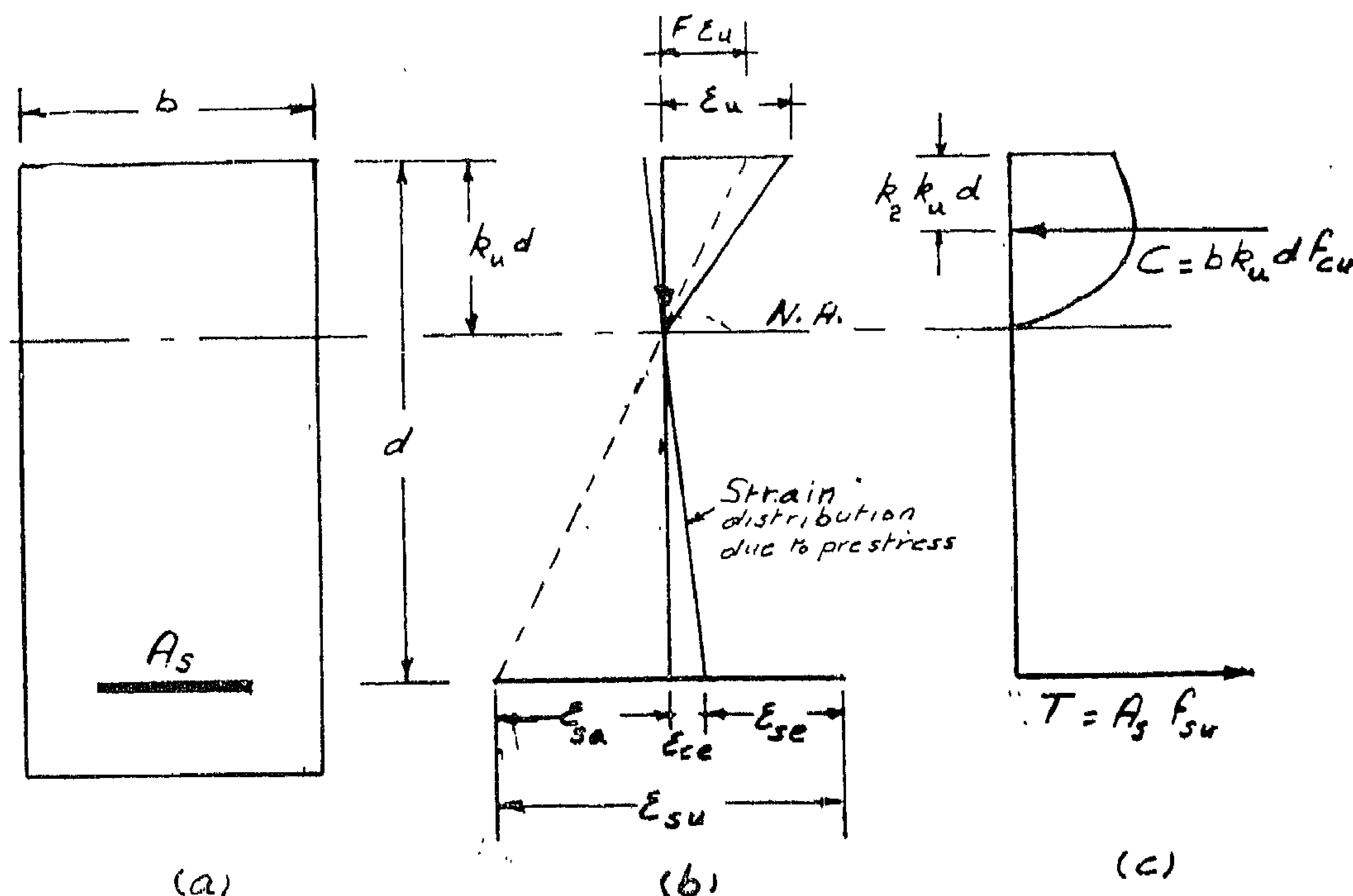


Fig. 4 — Stress & Strain distribution at failure for rectangular sections.

(1)

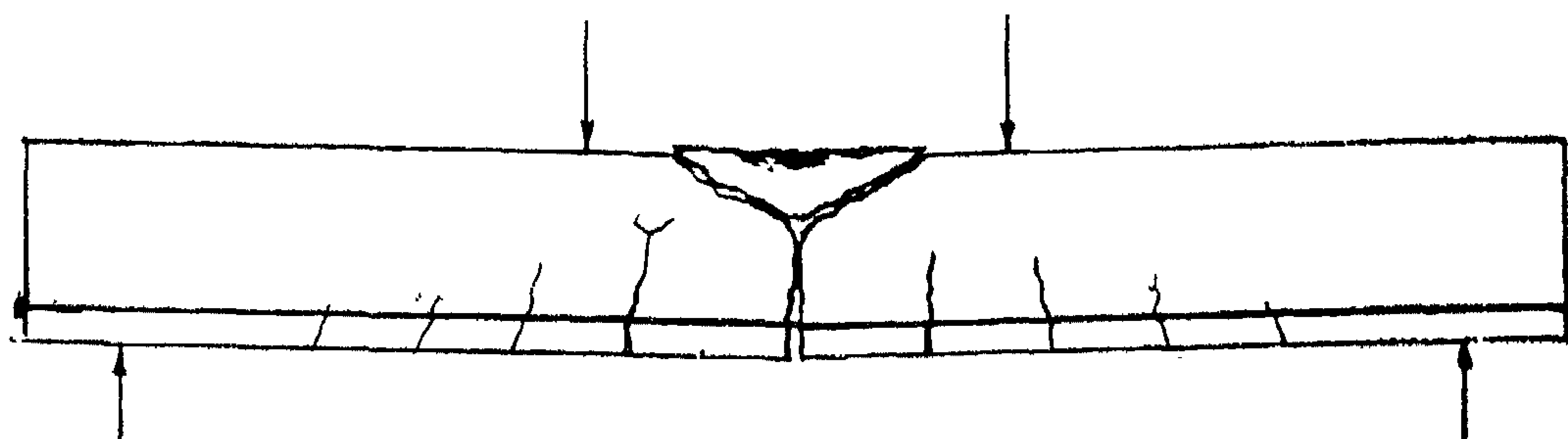
$$\frac{F\varepsilon_u}{K_u} = \frac{\varepsilon_{sa}}{1-K_u}$$

where F is the strain compatibility factors which depend on the properties and manner of loading. It may be smaller or larger than unity which corresponds to a linear strain distribution. From previous tests a value for $F\varepsilon_u$ equal to 0.0034 could be recommended for bonded beams. All other possible variation in $F\varepsilon_u$ which has been reported in the litearture has insignificant effect on the ultimate moment for beams with the common pro perties usually used in practice as will be shown later.

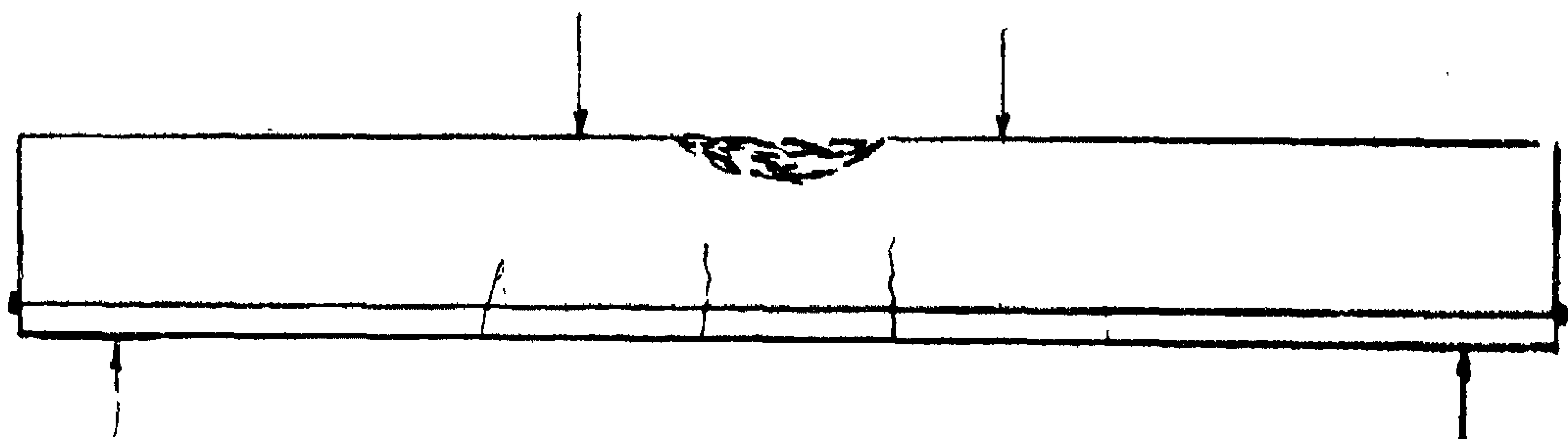
The ultimate flexural moment is computed from the properties of the materials and geometrical properties of the cross section on the basis of equilibrium and the strain geometry at failure.

4.2 Assumptions

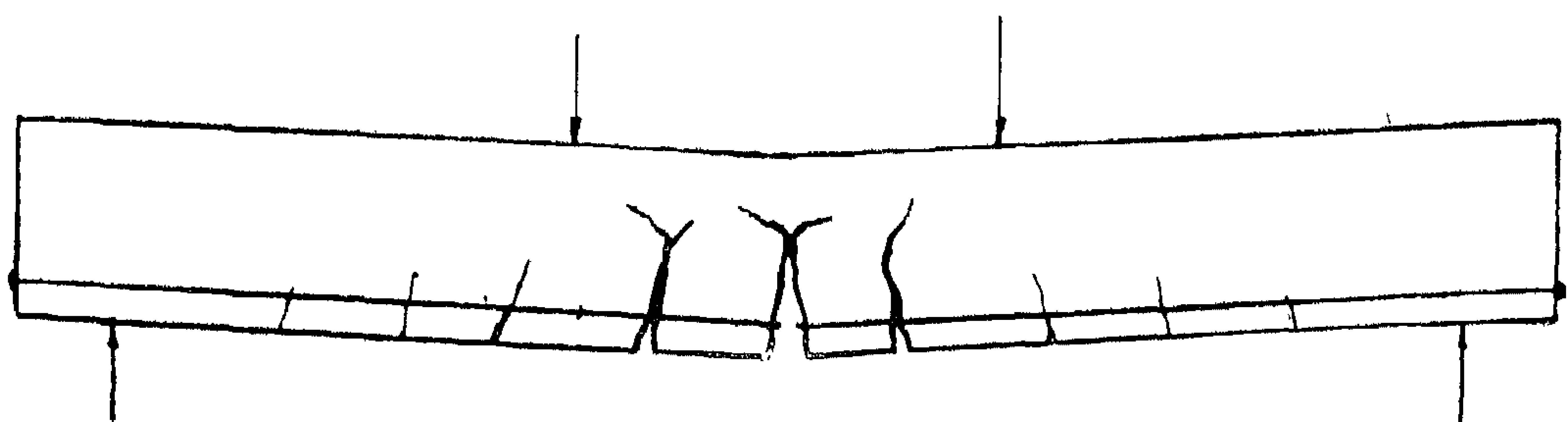
Exact analysis for the ultimate strength of prestressed concrete beams is a complicated problem because both steel and concrete are generally stressed beyond their elastic range. However, from the vast number of tests carried by different investigators, the following assumptions are made in an attempt to simplify the analysis :



a — Crushing of concrete with steel in the inelastic range.



b — Crushing of concrete with steel in the elastic range.



c — Rupture of steel.

Fig. 3 — Diagramatic sketches for the three different modes of failure.

3. MODES OF FLEXURAL FAILURE

From the previous review of the behaviour of beams in flexure, the final modes in which failure takes place could be summarized in the following three modes :

1. Tension failure. In this type of failure, collapse takes place by crushing of concrete in the compression zone while the steel reinforcement is in the inelastic range. It is usually preceded by large deflections and cracks giving ample warning against complete collapse.

2. Compression failure. In this type of failure collapse takes place by crushing of concrete in the compression zone while the steel reinforcement is still in the elastic range. This usually occurs suddenly without sufficient visual warning.

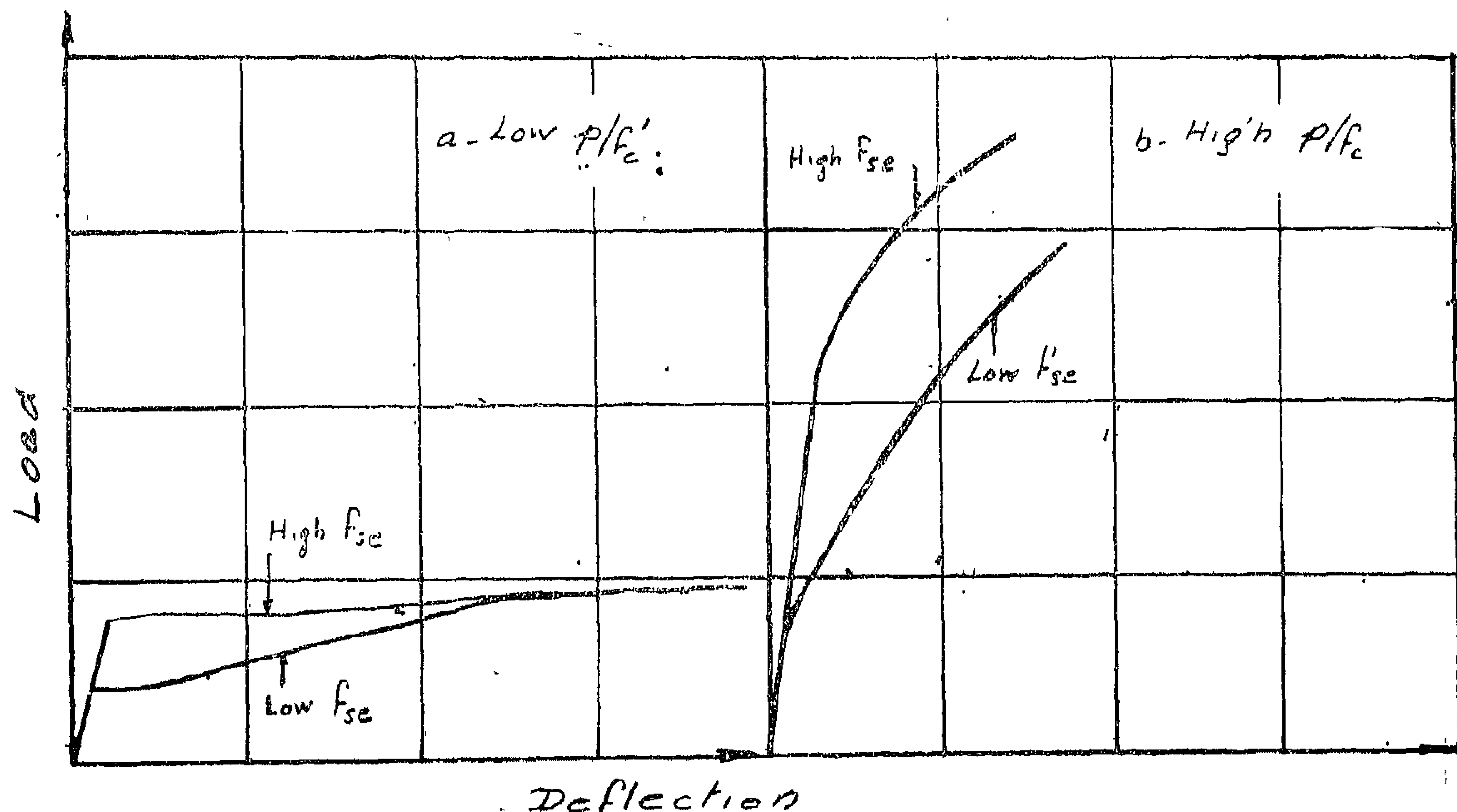


Fig. 2 — Effect of Variation in p, f_c' & f_{se} on the Load-Deflection Relationship

3. Fracture of prestressing reinforcement. This type of failure is accompanied by exceedingly large deflections and wide cracks. It takes place with very low percentage of steel which is seldom used in practice.

Figure 3 shows diagramatic sketches for the three different modes of failure.

4. ANALYSIS OF ULTIMATE FLEXURAL MOMENTS

4.1 General Remarks

The procedure for determining the ultimate flexural moment for prestressed concrete beams is similar in many ways to that for ordinary reinforced concrete beams. The only difference is that in prestressed concrete beams the steel has, in addition to the strain produced from the applied loads, an initial prestrain due to prestressing. Thus, the analysis of prestressed concrete beams could be considered as a generalization of the analysis for ordinary re-inforced concrete beams.

The third stage is accompanied by excessive strains in the reinforcement and greater deflections with comparatively little increase in the load. The rise of tension cracks is more gradual than in the second stage, but the extent of the fork formation is clearer and concentrated in one major crack at the weakest section. With the compression force concentrated in the gradually decreasing concrete area above the major crack, crushing of concrete starts when the compressive strains in the extreme fibers reach the maximum useful limit. This last stage causes the zone of crushing to grow and extend downward, causing collapse.

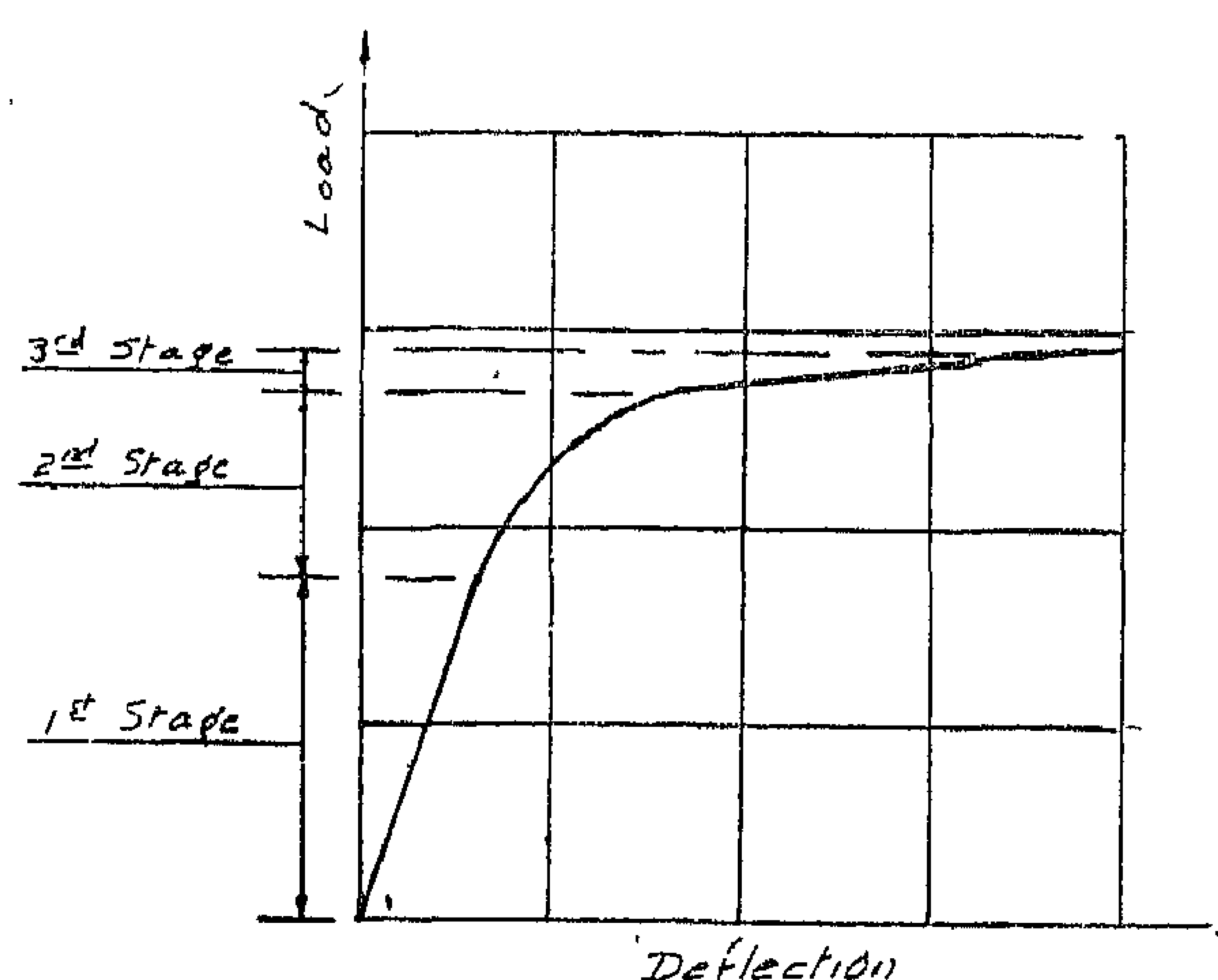


Fig. 1 — Typical Load Deflection Relationship.

The second and third stages discussed previously could interfere with each other or could almost disappear, depending on the values of p, f_c' and f_{se} (reinforcement ratio, concrete cylinder strength and the effective prestress respectively). For beams with low values of p/f_c' the second stage for behaviour of beams does not appear. The increase of the prestress increases the cracking load considerably while it has negligible effect on the ultimate load as shown in Figure 2-a. For beams with low values of p/f_c' and high prestress f_{se} the ultimate load is slightly higher than the cracking load. The increase in the stresses in the reinforcement due to transfer of tensile force carried by the concrete to the reinforcement at cracking brings the stresses in the reinforcement into the inelastic range which leads to sudden excessive deformations and collapse of the beam. Such condition should always be avoided in practice.

If the value of p/f_c' is extremely small and the prestress f_{se} is high, the stress in the reinforcement could reach the ultimate strength before the strains in concrete at the extreme fiber reach the maximum useful limit and failure may take place by fracture of the reinforcement. Such sections are very rarely used and are not of any practical significance.

For beams with high values of p/f_c' the stresses in the reinforcement at failure are within the elastic range and the third stage for behaviour of beams does not exist. The increase of pre stress for such beams increases the cracking load and at the same time tends to increase the ultimate load slightly for practical ranges of prestress. This is shown in Figure 2-b.

For unbonded beams, where the increase of stress in the reinforcement is distributed on the entire length of the reinforcement, it is seldom that the stress exceeds the elastic range. The behaviour of such beams exhibits the first and second stages only for behaviour of beams previously discussed. The cracks that develop in the second stage are larger, fewer, and not as well distributed as those for bonded beams. Unbonded beams have lower flexural strength and lower ductility as compared to bonded beams. In practice additional non-prestressed bonded reinforcement is usually used together with the unbonded prestressed reinforcement to increase the ductility of the beam and give greater number of cracks.

ANALYSIS OF THE ULTIMATE FLEXURAL STRENGTH OF PRESTRESSED CONCRETE BEAMS

By

ABDEL-HADY H. HOSNY

M.Sc. Cairo, Ph.D. England.

1. INTRODUCTION

With the ultimate strength design being permitted in many codes of practice it has become necessary to develop a practical procedure to determine the ultimate flexural moment. In this paper a study has been made of the behaviour of prestressed beams in flexure. Procedure to determine the ultimate flexural strength is presented with the influence of the variables affecting it. The relation between the two dimensionless ratios $M_u / f_c' bd^2$ and $pfs' / f'c$ is used to introduce a simple procedure to determine the ultimate flexural moment with the sufficient accuracy needed for the design purposes.

2. BEHAVIOUR OF BEAMS IN FLEXURE

Out of all beams tested to failure by various investigators, the behaviour of beams can be categorized in the following three stages :

1. The first stage presents the behaviour of beam before the cracking of concrete in the tension zone.

2. The second stage presents the behaviour of beam after cracking and while the reinforcement stress is still in the elastic range.

3. The third stage presents the behaviour of beam when the reinforcement stress is in the elastic range up to collapse.

Figure 1 shows a typical load-deflection relationship presenting the three different stages of loading. The extent of these various stages varies for different beams depending on the geometrical and material properties of the cross section as well as the percentage of steel rein forcement and the effective pre- stressing force.

In the first stage, the beam behaves as an elastic homogeneous beam and the load deflection relationship is linear with its shape depending mainly on the modulus of elasticity of concrete, the shape of the cross section and loading conditions. The extent of this stage increases with the increase of the effective prestressing force and represents the main advantage of prestressed concrete over ordinary reinforced concrete.

The second stage strats when the stress of concrete in the tension zone reaches the modulus of rupture f_r and is accompanied by the formation of tension cracks and transfer of force carried by concrete in tension to the steel reinforcement. The development of tension cracks reduces considerably the effective concrete section and results in a greater rate of increase in the deflection. As the load is increased, the cracks propagate upwards and start to fork, reducing the area of concrete in compression. For bonded beams (pre- tensioned and perfectly grouted post-tensioned) the tension cracks form at closer intervals than that for unbonded beams.

AVERAGE VALUES
TABLE 4

Kaolinite		Illite		Ca. Montmorillonite		Na. Montmorillonite	
L.L.	P.L.	L.L.	P.L.	L.L.	P.L.	L.L.	P.L.
10	—	10	—	0	—	0	—
20	—	20	—	50	—	50	—
30	—	30	—	100	60	100	—
40	8	40	27	180	120	150	—
50	15	50	30	200	180	200	—
60	22	60	32	250	240	250	—
70	29	70	35	300	—	300	290
80	36	80	37	350	—	350	315
90	—	90	40	—	—	400	340
100	—	100	—	—	—	450	365
range ± 5		range ± 4		range ± 45		range ± 50	

BIBLIOGRAPHY

1 — Ball, J. 1939 : "Contributions to the Geography of Egypt" Government Press, Cairo.

2 — Deeds, C.T. & Olphen H. Van 1961 "Density Studies in Clay Liquid Systems" Proc. of Tenth National Conference on Clay & Clay Minerals; Texas, Pergamon Press.

3 — Grim, R. E. 1949 : "Mineralogical Composition in Relation to the Properties of Certain Soils"; Geotechnique, Vol. I, No. 3.

4 — Grim, R.E. 1953 : "Clay Mineralogy", John Wiley & Son.

5 — Grim, R.E. 1963 : "Applied Clay Mineralogy", John Wiley & Son.

6 — Li, M.G. 1963 : "Effect of Heat on Physico-Chemical Properties of Soil as Related to Engineering Behaviour", Proc. of 2nd Asian Regional Conference on Soil Rechanics and Foundation Engineering, Tokyo.

7 — Mehra, S.R. & Uppal, H.L. 1963 : "Laboratory & Field Experience in the Construction of Roads in Black Cotton Soil Areas", Proc. of the Tokyo Conference.

8 — Norrish, K. & Rausel-Colom 1961 : "Low Angle X-Ray Diffraction Studies of the Swelling of Montmorillonite & Vermiculte", Proc. of 10th National Conference on Clay and Clay Minerals Pergamon Press.

9 — Palit, R. M. 1953 : "Determination of Swelling Pressure and Black Cotton Soil — A method", Proc. of 3rd Int. Conf. on Soil Mechanics, Zurich — Vol. I.

10 — Skempton, A.W. 1953 : "The Colloidal Activity of Clays, Vol. I, Proc. of 3rd Int. Conf. on S.M., Zurich.

11 — Youssef, M.S. & Ramli, A.H. 1962 : Unpublished Report to Ministry of Housing on Kom-Ombo Housing Scheme of Nubia.

ACKNOWLEDGEMENTS

The tests were carried out in the Soil Mechanics Laboratory of the Faculty of Engineering University of Cairo. The mineralogical analysis of samples 1 to 8 was supervised by Professor S.M. El Shazli of the atomic energy organization of U.A.R. Data on Aswan clay are obtained from High Dam Authority at Aswan.

TABLE I

Free Swelling of Pure Clay Minerals : ......

(Grim 1963)

Ca. Montmorillonite	:	54 ⟶ 145 %
Na. Montmorillonite	:	1400 ⟶ 2000%
Illite	:	15 ⟶ 120 %
Kaolinite	:	5 ⟶ 60 %

Free Swelling of Mixed Soils : (Grim 1961)

25°/o Na. Montmorillonite ÷75°/o sand: 45°/o
10o/o Na. Montmorillonite÷90o/o sand:4o/o
25o/o Kaolinite ÷75o/o sand:—5o/o
25o/o Kaolinite ÷25o/o Na. Montmorillonite ÷ 50 sand : 35o/o
40o/o Kaolinite ÷ 10o/o Na. Montmorillonite ÷ 50 sand : 6o/o.

Table : 2

Sample	Locality	Description	L. L.	P. L.	P. I.	S. L.	water content	γ_d (T/m³)	S. %	P_s (Kg/cm²)	activity	Mineralogy (in order of abundance)	Soluble salts %
1	New Valley	Crimson Silty Clay...............	80	23	57	14	6	1.9	—	15	1.0	Q. I. M. G. K. H.	0.245
2	Nasr City (Wadi Liblaba)	Laminated Grey Clay interlayered with fine silt	70	20	50	12	4	2.07	30	19	1.2	Q.M. K. I. G.	0.110
3	Abu Simbel ...	Dark Clayey Silt................	48	25	23	14	6	1.95	20	1.4	2.2	M. Q. C. K.	0.113
4	Maasara (Cairo)	Compacted Light Brown Silty Clay	75	27	48	12	7	1.85	25	18	2.4	G. Q. F. M. I. K. C.	0.172
5	Maasara	Grey Brown Clay Shale..........	192	30	162	12	8	1.9	85	2.2	2.1	Q.M. K. I.	0.160
6 ○	Shallufa	Hard Grey Clay Laminated	85	30	55	14	21	1.8	—	1.1	1.5	M. Q. K. H. I.	0.425
6A ⊖	... "	." ..... " ..... " .... "	85	30	55	14	12	1.92	—	1.5	15	———	
7 ◑	Kom-Ombo	Dark Brownish Clayey Silt........	61	23	38	11	4	2.1	50	2.5	38	M. O. K. C	0.222
8 ●	New Valley....	Pink Reddish Clay..............	54	23	31	15	6	17	—	0	0.8	Q. D. G. M. I. H.	0.122
9 ◐	Sahara (Asswan)	Laminated Grey to Pink Clay....	32	23	9	18	15	1.84	0.15	2.0	0.62	Q. K.	—
10 ●	Kom-Ombo ...	Laminated Grey Clay	40	24	16	15	3	2.1	12	18	0.7	———	—

○ Undisturbed sample below G.W., natural w/c = 21 , depth 4.0 m.
● Spongy appearance occaisional sample collapsed with water
● Geologically same as -9- , (kaolinite is probable)
⊖ Same as -6- , dried to <S.L.
◑ Local name : Baga
◐ Compacted at w/c 15 %

Notations :

L.L. = liquid limit	P.L. = plastic limit	P. I. = plasticity index	S. L. = shrinkage limit
P_s = swelling pressure	γ_d = dry density	S. = free swelling	

C. = calcite ; Q. = quartz ; G. = gypsum ; H. = halite ; F = feldspar ; D. = dolomite
I. = illite ; M. = montmorillonite ; K. = kaolinite (clay minerals)

TABLE 3

Mineral	Plasticity index at relative surface area of :				
	½ (m²/gm)	1 (m²/gm)	2 (m²/gm)	3 (m²/gm)	4 (m²/gm)
Montmorillonite	100	130	180	—	—
Illite	20	30	50	70	—
Kaolinite	6	10	15	20	25

is given (Fig. 3 & Fig. 4). It will be noticed that the value of Ps is almost constant for water contents below S.L. and then sharply decreases with higher moisture. The linear relationship between Ps and dry density at water contents slightly above P.L. down to the shrinkage limit offers a means of extrapolation. Although the data given in (Fig. 3 & Fig. 4) is for compacted soils, there is strong grounds to believe that the same pattern will be found for natural soils. The swelling pressure of compacted black cotton soil at S.L. is extrapolated at a value of 1.95 t/m^2. The corresponding value for undisturbed soil at or below S.L. will be greater than 1.95 as given by point B in (Fig. 2) as a result of structural disturbance caused by compaction even with the same dry density.

The data in Table 2 permit to establish a demarkation line (A) (Fig. 2) that separates soils having swelling pressures greater than 2 $kg./cm^2$ from those having swelling pressures less than 2 $kg./cm^2$. No scaling is claimed for values of Ps on either side of this line. It is reasonable, however, to believe that the rate of increase of Ps on the left of line A is greater than the rate of decrease on the right.

FREE SWELLING AND SWELLING PRESSURES :

The experimental data given in (table 2) gives no correlation between free swelling and corresponding swelling pressures for dry soils. However, soils with Ps much greater than 2 kg./cm2 are those with low shrinkage limits & heavier clay minerals (Specific Gravity : Mont. 2.8[2], illite 2.75, Kaolinite 2.63; Deeds and Van Olphen 1961). While the free swelling of dry soils is related to mineralogical properties, swelling pressures, in addition, are to be governed by initial density.

EMPIRICAL RELATIONSHIP BETWEEN DRY DENSITY AND SWELLING PRESSURE :

Experimental data in (Table 2) permits the establishment of the following formula (Fig. 5).

$$Ps = 1.2 \times \frac{\gamma}{S.L.}$$ using Ton Meter units for dry natural Soils.

The formula is valid for natural dry preconsolidated soils.

CONCLUSIONS :

1) A general plasticity — shrinkage chart is developed. It gives the relationship between the shinkage limit and the parmater S.L./P.L. for a wide range of shrinkage limits including soils with plastic limit less than shinkage limit (contrary to current conception). The chart expresses the effect of mineralogical and plastic properties of the soils and its free swelling due to water invasion when dry (in nature).

2) The swelling pressure Ps of dry natural soils is related to the dry density of the dry soil and to its shrinkage limit, seemingly without dependence on the mineralogy.

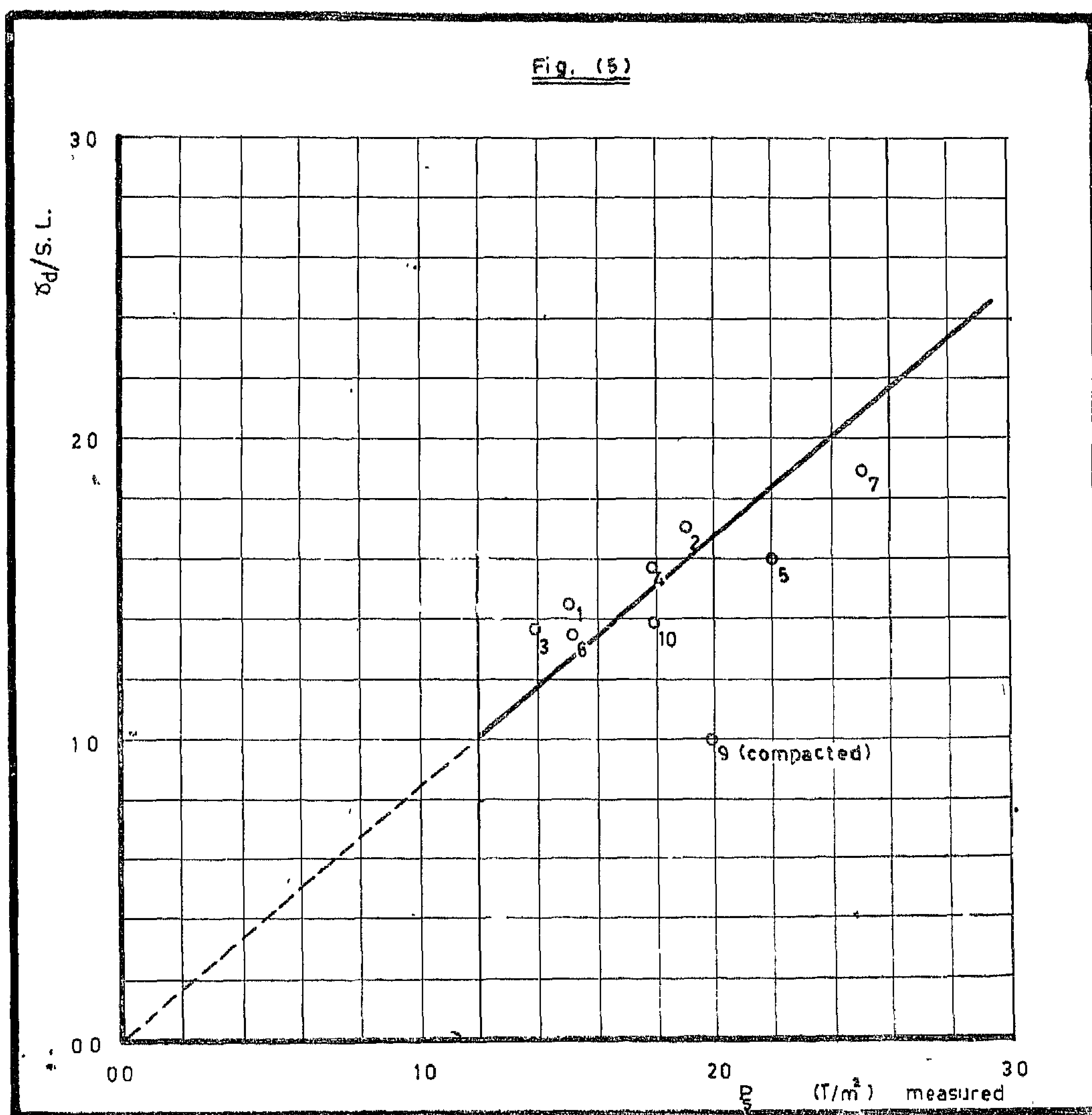
3) The free swelling for natural soils is not interrelated with swelling pressures. It is related mainly to the dominant clay mineral.

EFFECT OF MINERALOGY OF CLAYS :

From the interesting data given by Li (1963), and by Grim (table 1) — as well as from data on local expansive soils tested herein, it is concluded that soils lying above line (I) are dominated with Kaolinite. Montmorillonite soils dominated with sodium as exchangeable base lie below line II while calcium montmorillonite soils are either borderline or lying sideways between I & II which is the zone of illites. fig. 2.

SWELLING PRESSURES Ps (for dry preconsolidated soils) :

The swelling pressures measured for tested soils correspond to water contents below their shrinkage limit except for soil 6 (table 2) which has a natural water content near the plastic limit and which was left to dry to less than the sh rinkage limit. The effect of the initial water content and the corresponding dry density on the swelling pressure of a compacted black cotton soil



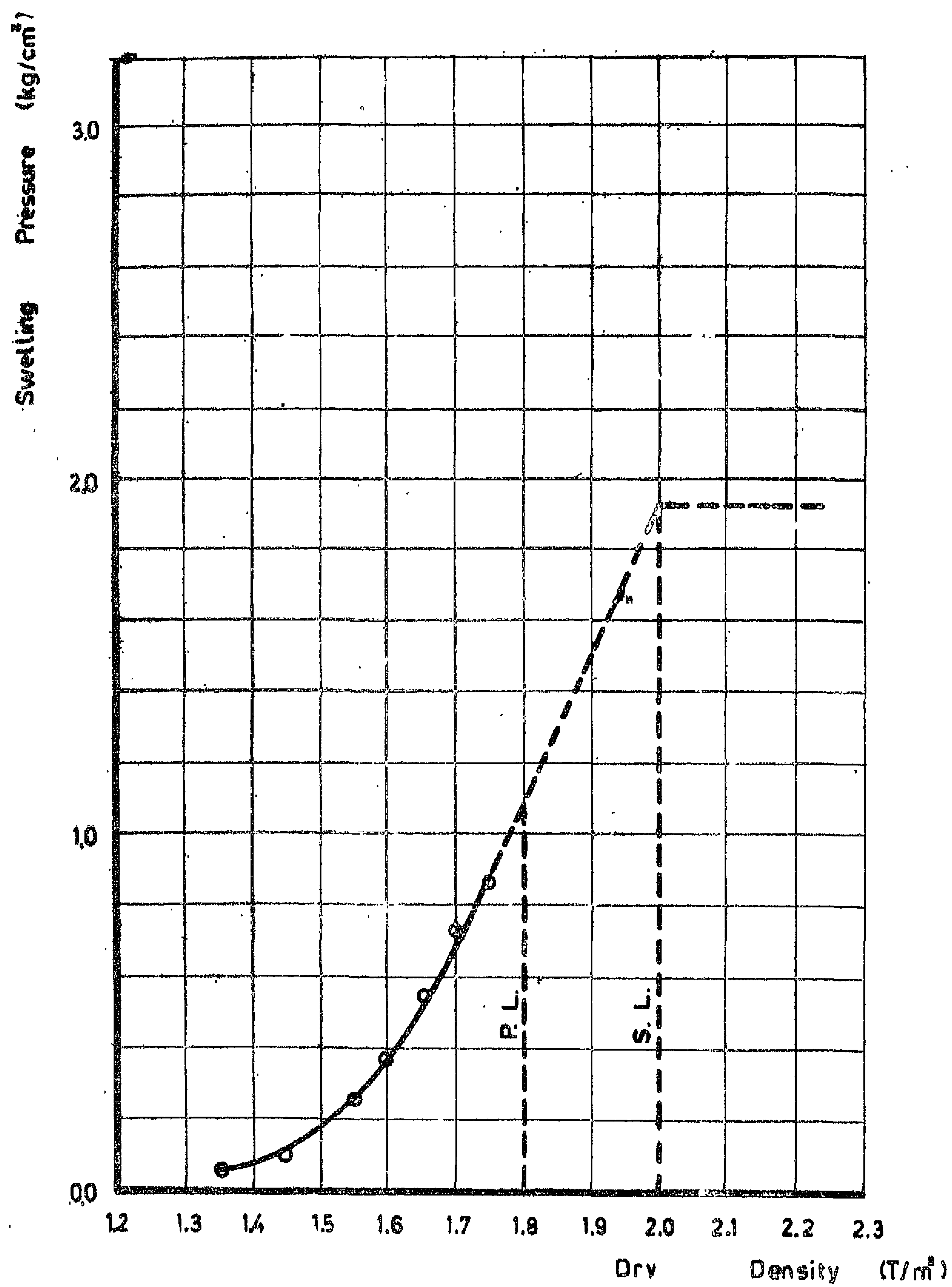

Swelling Pressure (kg/cm²)
3.0
2.0
1.0
0.0
1.2
1.3
1.4
1.5
1.6
1.7
1.8
1.9
2.0
2.1
2.2
2.3
Dry Density (T/m³)
P. L.
S. L.

Fig. (4')

— the first zone corresponds to free swelling from 0—20 o/o

— the second zone corresponds to free swelling from 20—50 o/o

— the third zone corresponds to free swelling from 50—80 o/o

— the fourth zone corresponds to free swelling > 80 o/o.

and the lower range of free swelling of each zone corresponds to higher values of shrinkage limit. The points shown on the chart correspond to the soils tested and to black cotton soil from India. These are the only soils for which the swelling pressures are known. The data of other samples on the basis of which the chart is made will be found in above mentioned references.

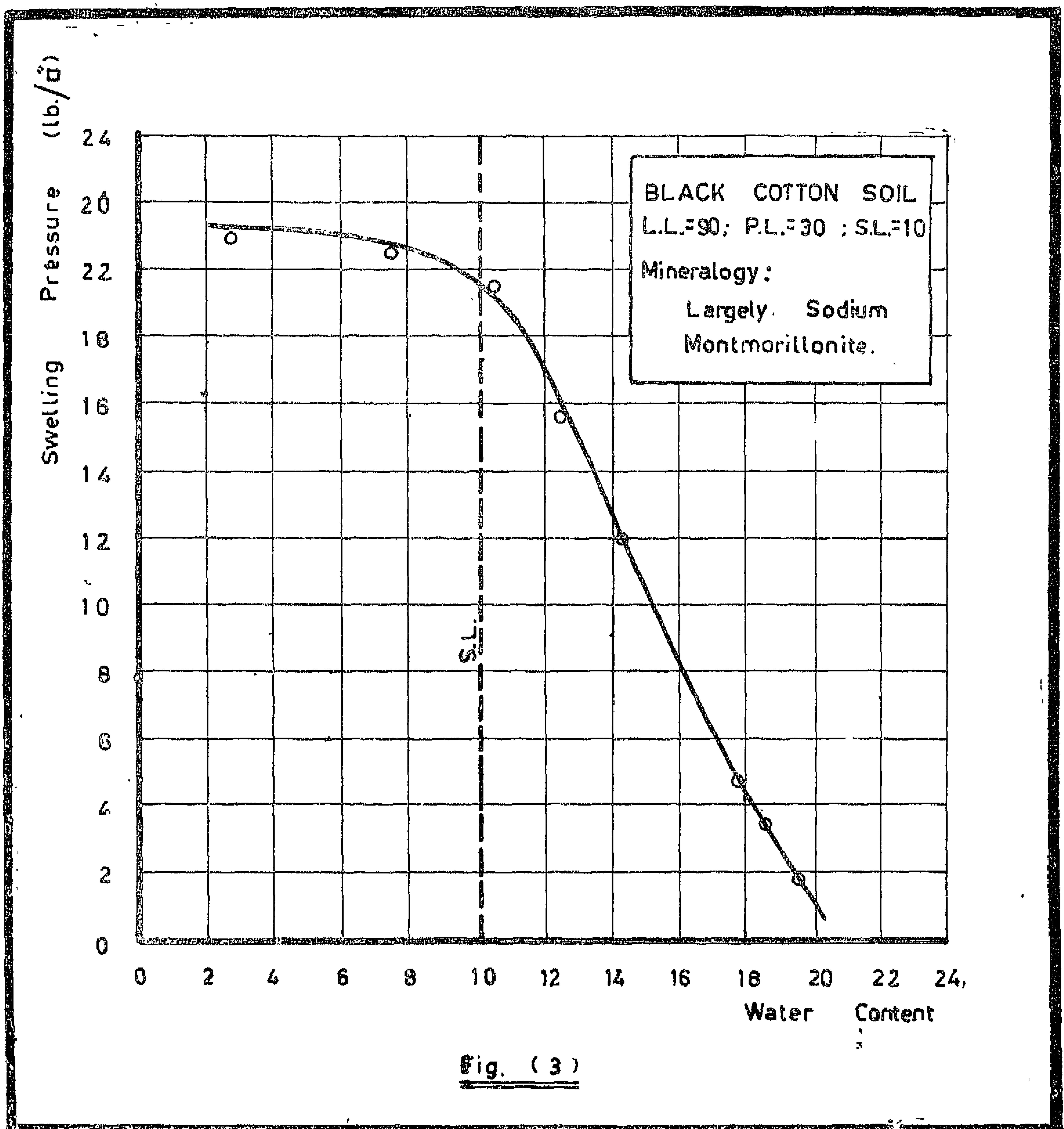


Fig. (3)

X — Some of these soils have shrinkage limits higher than the plastic limit (S.L. P.L.),

CORRELATIONS :

The data obtained from the ten soils from various parts of Egypt as well as results of over fifty soils from various sources* have been compared :— Mehra & Uppal (1963), Palit (1953) Li (1963), Seed et al. (1962).

Unfortionately no simple correlation could be reasonbly obtained to govern the swelling characteristics with other relevant factors as the clay mineral type, the plasticity, the base exchange capacity, the character of the exchangeable ions or the relative surface area (Tables 3 & 4 give sample informations for pure clay minerals from various authors after Grim 1963). Only with multiple correlation that the above factors will define swelling and shrinkage of soils. It is to be maintained that initial dry density γ_p should be added to above factors. For dry soils the dry density is indeed a function of the shrinkage limit S.L.. The following correlations were studied : —

1 — Shrinkage limit & plasticity index S.L.,PI) unsatisfactory.

2 — Shrinkage limit & activity unsatisfactory.

3 — Shrinkage limit & clay fraction unsatisfactory.

4 — Shrinkage limit & ratio of shrinkage limit to plasticity index (S.L.; SL/P.I) satisfactory
"

5 — Dry density/shrinkage limit & swelling pressure(γ_d /S.L. & P_s Satisfactory

The chart in (Fig.2) expresses the relationship between the shinkage limit and the ratio S.L./P.I.. Taking the free swelling as a dependable variable, it is possible to divide the chart by lines I, II & III into four zones each of which corresponds to a certain range of free swelling percent : —

* Some of these soils have shrinkage litits heigher than the plastic limit (S.L. > P.L.).

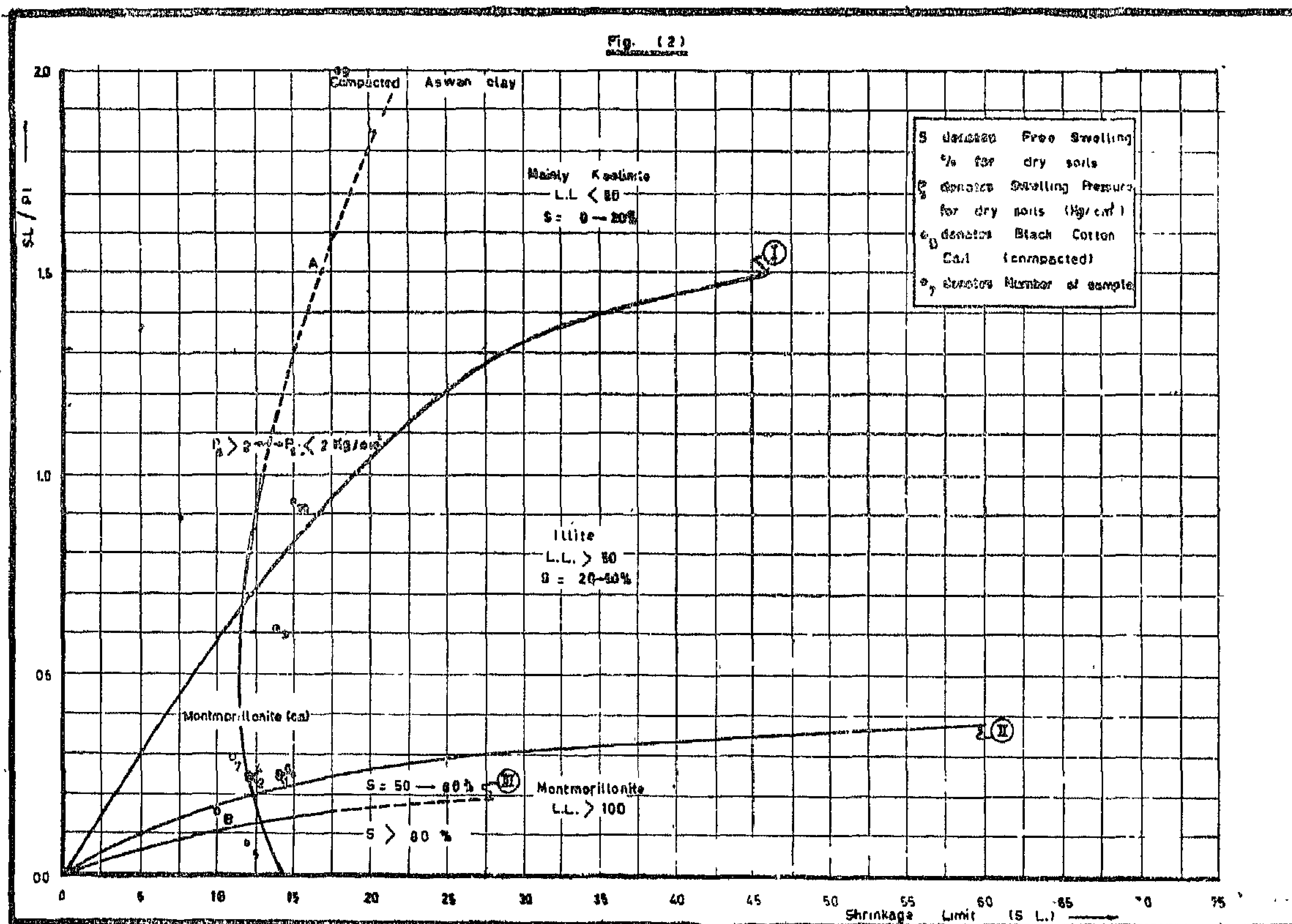


Fig. 2

MECHANICS OF SWELLING : ... ...

The swelling of clays depends on the amount of water that could be adsorbed on the basal surfaces of the clay particles. This adsorbed water, usually called "bound" or "oriented" water; in contrast to free water contained in the voids; tend to force the clay flakes apart causing overall expansion. In the case of sodium montmorillonite Norish and Rausel - Colom (1961) confirm that the double layer repulsive forces (between bound water and the exchangeable cation) is the cause of its high swelling and that the Van der Waal's attraction between the silica & aluminium sheets forming the clay lattice structure is insufficient to balance this repulsion.

Most clay minerals absorb water freely to about their liquid limit (L.L.) in relatively short time. Montmorillonites, particularly the sodium variety, can absorb water over a long time and to values higher than their liquid limit (Fig. 1). They retain their rigidity even at low consistencies (Grim 1949). A comparison of the free swelling of pure clay minerals and of mixed soils indicates the effect of the amount of clay on the free swelling (Table 1).

The swelling of soils is most pronounced when dry. When saturated, soils which has come to equilibrium under an existing state of stress will swell if a stress relief takes place. This swelling is of almost the same mechanism as already stated. However, saturated illite clays which are known to have no expandable lattice also swell when relieved of load. The cause of its swelling is that water entering the voids forms a mere lubricant without expanding the lattice. The mechanics of such swelling is not yet well understood.

It can be stated therefore that the expansion of dry preconsolidated soils is a process of relieving of the preconsolidation load (a large portion of it is due to dessication) either by increasing the repulsive forces between the mineral sheets of the particle lattice which will, literally speaking, act against it, or by a process of lubrication caused by the water invading the soils.

LOSS OF STRENGTH DUE TO EXPANSION :

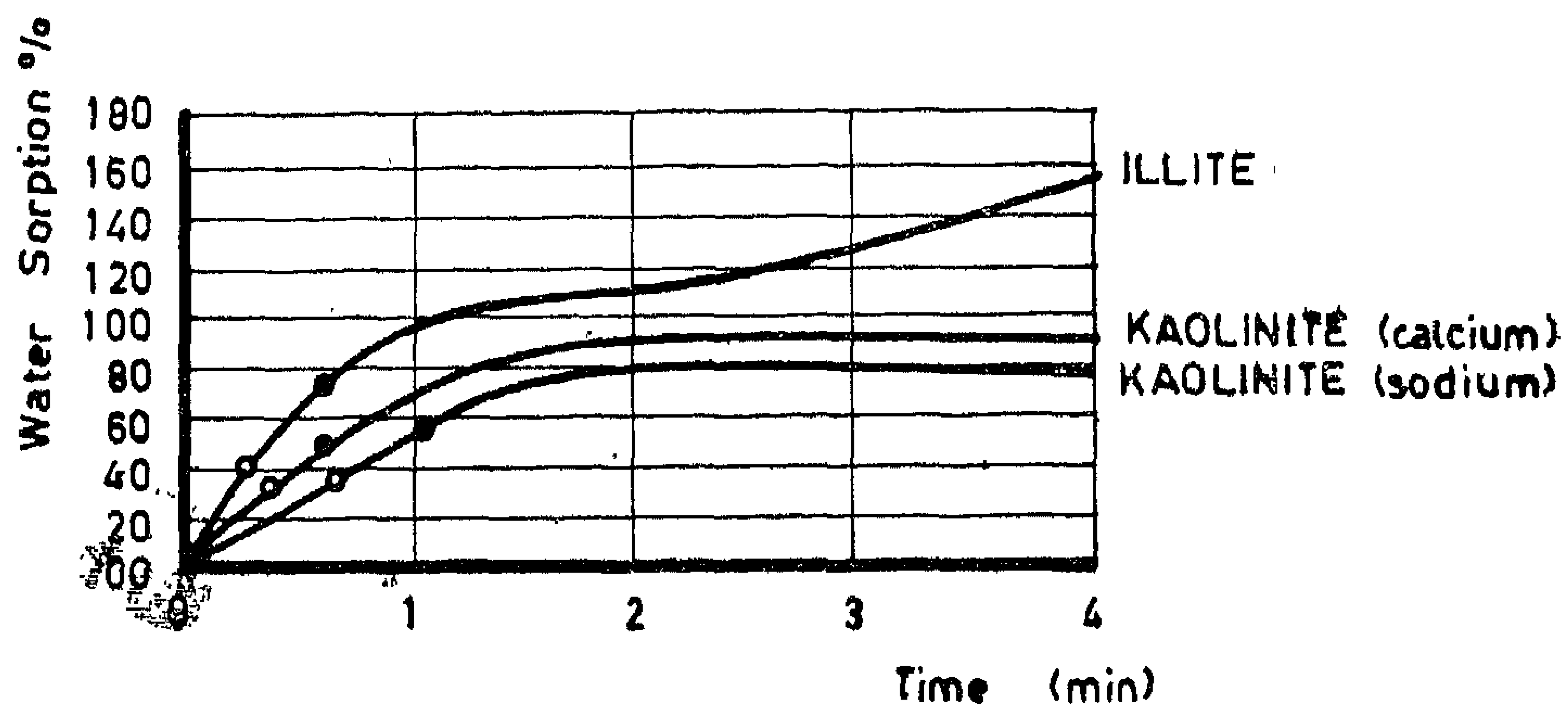
Unlike saturated preconsolidated clays, dry clays when expanding due to water sorption will essentially loose some or even most of their shear strength. This loss of strength depends on many factors including the mineralogy, the mechanical analysis, mode of deposition, stratification, existing overburden pressures, etc. & is beyond the scope of this paper.

SAMPLES TESTED :

Initial conditions, index properties, mechanical analysis, mineralogical composition as well as the swelling pressures "P_s" of all samples were determined.

The "swelling pressure" is that pressure which when applied to the dry soil sample in the laboratory will produce no expansion when water is introduced. Sound judgement is necessary when measured values of Ps are applied in practical problems and the following factors must be considered : — Size and type of foundation, depth of foundation, display of foundation elements, character of overlying and of underlying (if accessible) soils, source of invading water whether from a rise in ground water in reclamation areas or surface run-off e.g. from rains or water mains and the salt contents of the water. (Yousef & Ramli 1962).

Ps is determined experimentally by interpolation from consolidation tests on 3—4 samples (3 ½ cm diam. by 2 ½ cm height) of the soil each is being acted upon by a different static load while water is allowed to penetrate. Expansions; or compressions, are measured and the load giving no strains is interpolated. This method is believed to overcome some of the misgivings met with when using proving ring readings. The diameter - height ratio of the sample is compatible with the findings of Palit (1953). Table 2 shows the characteristics of the soils tested.



FREE WATER SORPTION FOR PURE CLAY MINERALS.

o Lower points = P. L.

• Higher points = L. L.

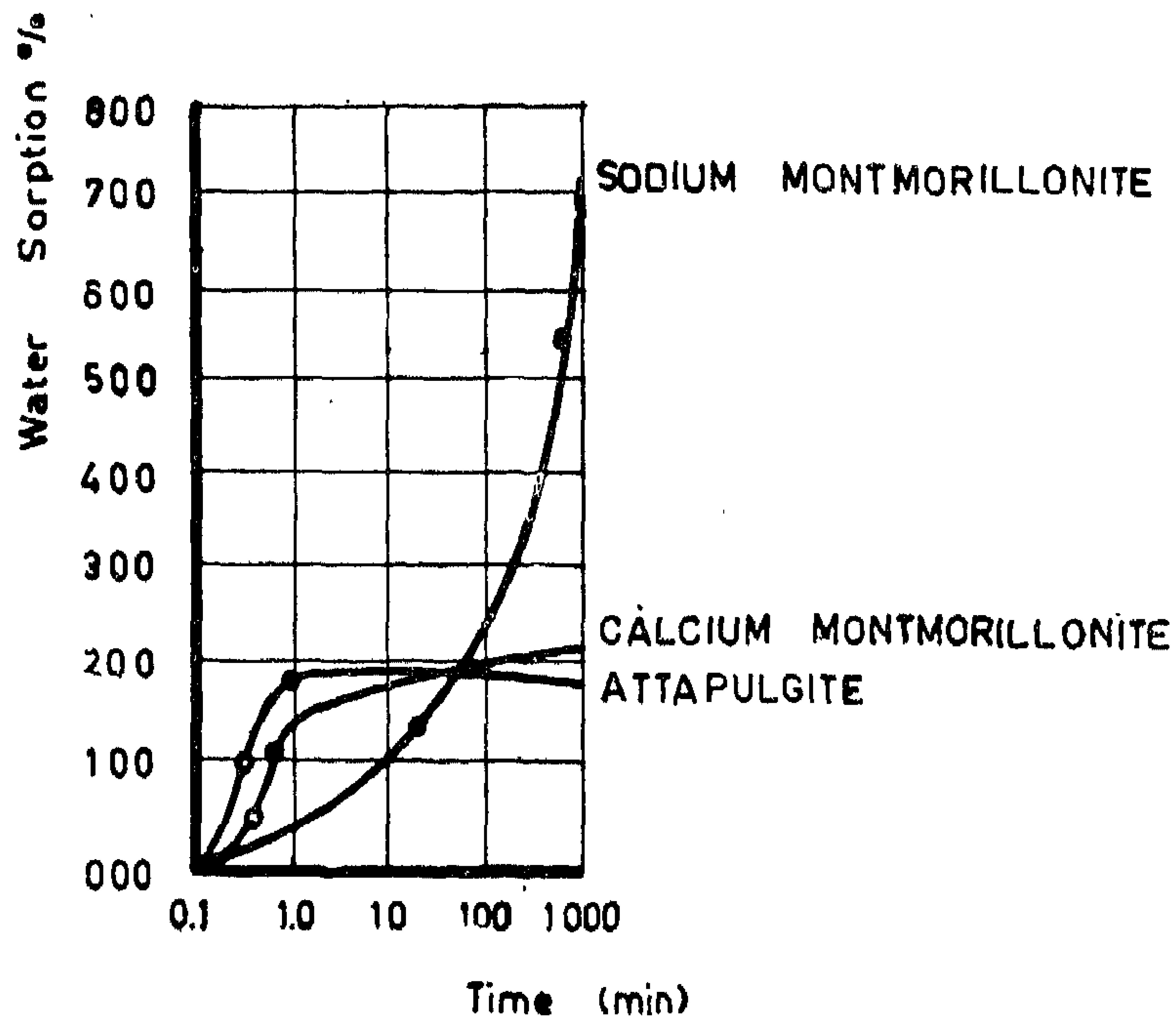


Fig. (1)

SWELLING CHARACTERISITICS
OF SOME EGYPTIAN SOILS

By
A.H. EL-RAMLI, M.Sc., Ph. D.

INTRODUCTION :

Ten clayey soils from various localities of Egypt are examined. These soils are known to be expansive. The properties of these soils as well as those of over fifty other similar soils are compared. The expansibility of soils may be attributed to the following factors : —

I) Type of clay mineral prevailing in the clay fraction of the soil and its physico chemical properties.

II) Initial conditions of the soil e.g. water content, dry density and the stress history.

No simple correlation between swelling characteristics and above factors is possible. However, a chart relating the shrinkage limit (S.L.) of the soil to the parameter "shrinkage limit/plasticity index" taking the free swelling as a dependable variable is prepared. The relationship further offers a means of relating the above parameters to the index properties of the soil. The sewlling pressure (Ps) of dry natural soils tested is found to be governed by the initial dry density tested is found to be governed by the initial dry density γ_d and the shrinkage limit S.L..

The principal types of clay minerals to be found in the Egyptian soils are the kaolinites, illites & the montmorillonites. Other minerals like the hallosites, attapulgites, vermiculites, etc., have not been traced so far. The clayey soils in Egypt are to be found in a mixed form i.e. the clay fraction less than 2 μ composes a certain percentage by weight of the soil ranging between 80 o/o and 10 o/o. It can be assumed that the mineralogy of the clay plays its role in characterising the soil behaviour proportionately with the percent clay fraction. However, some clay minerals, e.g. montmorillonite will impart its relevant properties on the soil behaviour. This is, for example the case of the highly exapansive clayey silt known locally as "Baga" in Kom-Ombo and Aswan (a relatively older Nile Deposit on higher terraces, (Ball 1939).

Clay minerals are chemically formed of hydrous aluminium silicates associated with an exchangeable cation of sodium, potassium, calcium, magnesium, lithium, etc. The study of the effect of chemical composition and sedimentation conditions on the formation of clay minerals from parent rocks and on the lattice structure of the clay particles is to be found in books on clay mineralogy e.g. (Grim 1953, 1963), in proceedings of clay mineralogy conferences e.g. International clay confernce (STOCKHOLM 1963) and other specialised magazines.

Monmorillonites when interlayered with other clay minerals has a dispersing effect. Its presence in particles & aggregates permits their easily splitting apart producing a wider range of plasticity. Other clay minerals do not posses such property. Hence a clayey soil with relatively high liquid limit & plasticity index will essentially contain montmorillonite. (Activity $\searrow$ 1.5).

X — Activity = plasticity index/percent clay (Skempton 1953)

Table (1)

Plant Location	Country	Put to work	No. of units	Output HP each	Head m.	Remarks
Rouris-Kitzloch	Austria	1902	—	—	122	highest head then
Rjukan	Norway	1920	2	17500	280	highest head then
Zapello	Italy	1935	1	7500	383	highest head then
Bort	France	1946	2	136000	115	
Genissiat	Swiss	1951	5	20000	69	
L'Aigle	France	1952	3	73000	80	
Chastang	France	1952	2	115000	72	
Cofrentes	Spain	—	3	56000	140	
El-Picazo	Spain	1953	2	12850	230	
Randens	France	1953	4	45000	—	
Fionnay	Swiss	1955	2	63000	472	highest head now
Yanhee	Thailand	1963	8	95000	154	

Table (2)

Siebenbrum	Austria	1923	3	1100	6	
Schopfheim	Germany	1925	1	11200	6.5	
Hirschberg	Germany	1926	1	4400	15	
Baden	Germany	1928	2	39700	11.5	
Wettingen	Swiss	1930	—	10000	20	highest head then
Great Falls	Canada	1932	6	28000	17	
Blondal	France	1937	—	70000	25	highest head then
Verbois	Swiss	1953	4	31500	20.8	
Aswan	U.A.R.	1954	7	65000	32	highest head then
Rheinan	Germany	1956	2	18000	10.5	
Slapy	Czecho-slovakia	1959	3	67000	17	
Bort-Rhue	France	1962	—	32000	70	highest head now

* * *

tronic and hydraulically actuated copying machines are in use.

An unusual number of plants which are noteworthy for size or working head have been put into successful operation. Among them is the unit at Back River plant in Canada which had been put to work in 1928 to develop 8800 HP under a head 7.9 m. The units for Aswan power station, built in 1954 to develop 65000 HP each under a head of 32 m., are an example for the progress towards higher heads and outputs. Table (2) gives some more examples.

TUBULAR TURBINES :

In the last few years an ingenious development was introduced to turbines, namely the tubular turbine, several types of which have been designed to work either as a pump or a turbine. These types of turbines have runners resembling those of Kaplan trubines, but they have a higher specific speed. The tubular turbine was initially designed as a small unit set in a coaxial casing together with the generator in a bulb surrounded by the flowing water. Now the unit is constructed as one piece and conveyed to site where it can be put to work almost immediatly The turbine at Castet power plant in France of 1100 HP was shipped to the plant as an integral unit and was set to work on the same day of arrival.

Tubular turbines are efficient and economical for small plants and are recommended for heads less than ten meters. They are successfully applied in the field of tidal power, an example of which is the Rance project containing 40 units each to develop 9000 K.W. under a mean head of 5 m.

RESEARCH WORK :

Since the beginning of this century, researches have been proceeding on a very large scale especially in Europe. Laboratories in Universities and big factories have always been working on definite projects or developments. These laboratories have supplied data for building and development of turbines and their accessories, though some of these firms prefer to keep their research results as a secret. Among such laboratories are the J. Voith, Heidinheim (1917), the Escher Wyss, Zurich (1920), the Technische Hochschule at Darmstadt (1904), at Munch (1914), and at Karlsruhe (1924).

L. Euler (1707 — 1783) may be considered the first scientist to treat the theory of hydraulic turbines including the use of guide vanes. The first experimenter of note is J. Francis. In 1849, he carried out experiments at Lowell which led to an improved inward flow turbine. However, the greatest head available at that experimental station was 19 ft. and turbines have been adapted to these low heads. In America, the absence of experience of turbines under high heads was clear, for their efficiencies were as low as 40 o/o, whilest similar turbines in Europe were having almost double effciency. Soon after C. Herschel (1842 — 1930), who was working first at Lowell developed a new testing station at Holyoke. By that time water turbines were looked upon as high class machinery and higer efficiencies were thus possible.

The development of the theory of dynamical similarity has made possible the wide application of successive improvements obtained by research combined with analytical developed theory. The theory of models is applied not only to the solution of turbine problems, but also for the proper design of power house, dams, ... etc.

With regard to current information the National Hydraulics. Laboratory of U.S bureau of Standards has since 1933 published an annual review of researches that are in progress in the one hundred American and Canadian laboratories. In 1937, the International Assosiation of Hydraulic Research started to publish similar reviews covering a comparable number of laboratories in Europe.

head 26 ft. In comparison a Fourneyron wheel of the same diameter passed a discharge of 23 cusec under the same head. Since the beginning of the 20th century, the Francis turbine have been adopted in Europe and owing to its advantages it has taken the leed over any other existing type of turbine Since its introduction the power output of the Francis turbine have progressively increased. In 1867 Escher Wyss Co. built a 300 HP turbine and in 1875 built a 600 HP turbine, these were regarded as a special triumph far beyond average. In 1904 the largest turbines then of 10400 HP were erected at the Niagara Falls power station. For some years the maximum size of units was limited by the possibilities of thrust bearings available and most of these were short lived. The introduction of the oil-wedged type bearing by A. Michell in 1905 gradually removed this limitation. This is clear when the Niederwartha plant, put to work in 1930 and containing 4 units of notable size each to develop 30000 HP under a head 450 ft is compared with the station at Chute de Passes. This station is one of the biggest in Quebec. It has been put to work in 1960 and containes 5 units of 200000 HP each.

Francis turbines are working now under very high heads. This was unbelievable 30 years ago. The station at Waterville, Carolina, was one of the highest heads in America in 1930. It contained 3 units each 49000 HP working under a head of 263 m. Now there are units designed to work under heads over 500 m with capacities exceeding 60 M.W. Table (1) gives examples of the increasing higher heads and outputs of Francis turbines. The problem of speed regulation was first tackled in 1845 when the first primitive type of governer was adapted. In 1894 the first governor working with oil under pressure was developed. It showed success in the Jonage plant in France. With the increasing capacities of units researches were carried out to keep the size of governor as small as possible with a higher degree of accuracy.

3. Kaplan turbines :

The fact that the old Jonaval turbine had runners resembling a screw propeller have drawn the attention of several investigators to design runners in which the flow is purely axial. The additions in this field which has led to the now known Kaplan turbine are largely due to the discoveries of Traux in 1860, of Horton in 1877, of Williams in 1893 and of Nagler in 1910. Owing to the fact that propeller turbines have got a steep efficiency curve, V. Kaplan of Brunn, Czechoslovakia, proposed in 1912 a runner with movable blades that can be adjusted according to load. He succeeded in his experiments though his idea was not commercially applied untill 1925 when the Kaplan turbine was put to use by Swiss and German firms. One of the earliest plants was at Donanstetten on the Danube river in Germany. It contained four units of 1100 HP each with an individual efficiency of 93 o/o for loads of 760 — 1600 HP. The first Kaplan turbine was set in America at Devils River plant with an output of 1900 HP having an efficiency of 90 o/o for loads of 950 - 1975 HP. The last twenty years have seen such progress in the performance of Kaplan turbines that now the main development is concerned with smaller turbine and higher working heads. The reduction in size and the increase in working head of such units necessitate minimum local velocities in order to avoid cavitation. The very rapid progress in Aerodynamics has made it possible to design Kaplan turbines to work under high heads. Kaplan units have been built recently for heads 30-50 m, a development which would have been almost impossible in 1925. The Kaplan turbine at Bort-Rhue working under the highest head known of 70 m. is an excellent example of these turbines under high heads.

In 1930, it was a general practice to machine the runner blades by vertical boring machines with the tool guided by a model The blades were thus developed accurately and the runner more balanced. Now elec-

from Wiesbach to Munch a distance of 37 miles. In 1891 the first commercial three phase transmission line from Lauffen to Frankfort was built - a distance of 112 miles. This gave a chance for rapid development : the last 50 years have seen such progress in the performance of turbines that now the main field of improvement is econmical rather than mechanical.

Modern turbines can be classified under three main types. A quick survey of the development of each type is given below :

1. Impulse wheel turbine :

Impulse turbines are considered one of the oldest types of turbines. Some primitive form of this wheel was used in Sicily and India.

The earliest scientific consideration of impulse wheel is that of J. Atkins in 1853. He followed the work of the French engineer Girard and constructed his machine in 1875. L. Pelton, an American from Ohio (1829-1908) made modifications for which the present day wheel owes much and hence this type of wheel was named after him. Progress in Pelton wheels has not proceeded in big jumps. Origonal Pelton wheels yeilded an efficiency of 80 o/o, in 1907 it was raised to 86 o/o. Now a large Pelton wheel has a common efficiency of 92 o/o. As for design features, a lot of novel ideas were added for ease of operation, governing and maintainance.

Thirty years ago the usual practice in Europe was to use two nozzles per runner and two or three of these wheels were mounted on the same horizontal shaft. Now large vertical shaft units with multiple jets are successfully in use. The first multijet wheel with vertical shaft which was built in 1908 for Biaschina plant in Ticino (11000 HP), is still in operation.

Repair of pitted turbine buckets by electric welding had been a common practice a few generations ago. The wheels of the turbines at Innertkirchen power station are subject to continuous pitting and accordingly they are dismantled successively each nine months for repair by electric welding. The present trend is characterised by a gradual replacement of separate bucket runners by integrally cast ones.

Pelton wheels have been adapted to work under increasingly high heads and power outputs. The highest head known in 1908 was 930 m, for which impulse turbines of 7600 HP each were installed in the Adamello power station in Italy. Now wheels are designed to work under heads as high as 1750 m. (Chandoline power station). Pelton wheels of record capacity were fitted thirty years ago at Big Creek station in California developing 56000 HP. each under a head 2220 ft. Now a capacity of 65000 HP. is common as those turbines at Fionnay station in Swiss, working under a head of 872 m.

2. Francis turbine :

The French inventors Fourneyron and Poncelet are largely credited with the design of Francis type of turbine in its modern form. In 1823, B. Fourneyron (1802-1867) began his experiments with outward radial flow turbines. In 1827 the first Fourneyron type turbine was installed at Port Sur L'Ognoin in France. In 1826 Poncelet sugested an inward flow turbine and in 1828 S. Howed of N.Y. invented a wheel in which the direction of flow in Fourneyron turbine was reversed. A further improvement was introduced in the Jonaval turbines, the first of which was built in Germany in 1841. In 1844, U. Boyden of Mass. studied this type and built at Lowell a 75 HP. turbine whose efficiency reached 78 o/o. Very great improvements were made by J. Francis (1815-1892). In 1849, he built an inward turbine for the Booth Cotton Mills at Lowell working under a head of 19 ft. with an efficiency of 80 o/o. Several other turbines were then built, all were modified types for larger exit area such as the Leffel turbine built in 1860. In 1876 the Hercules turbine was built, and when tested it passed a discharge of 109 cusec. in a wheel 36 inch diameter under a

A HISTORY OF WATER TURBINES

by

MAHMOUD FAWZY ABDEL AZIZ

Asst. Prof. Faculty of Engineering, Giza.

The use of water for performing mechanical power dates back to an extremely early age. Egyptians utilised the energy of the river Nile currents to raise water for irrigation. Chinese on the Yellow river built their Nora of bamboo with woven paddles and used it for grinding corn beside irrigation. Water mills as described by Vitruvius were introduced at Rome in 70 B.C. and by the middle of the eighth century the use of water mills had spread in Europe. Not until the twelvth century were these water wheels used to supply power for cotton mills. In the sixteenth century water wheels had a wide application especially in iron industry. The use of this power was confined to river banks as power transmission in those days was not possible. In 1580 the famous water mill at London bridge was constructed and was rebuilt after the great fire in 1666 to drive pumps dealing with four million gallons per day for London water supply. In 1675 an elaborate pumping plant driven by 12 water wheels was established on the Seine river. The water mill near Boston built in 1631 was considered one of the oldest mills in U.S.A.

At the begginning of the 18th. century these current wheels were categorised under two main types : the undershot and overshot wheels but both were inefficient machines. Not until J. Smeaton (1724-1792) invented his overshot wheel did the efficiency reach 60 o/o. Following the work of Smeaton, Rennis in 1874 introduced the overshot wheel in England and he used a primitive governor-similar to the one used by J. Watt in his steam engine - for speed regulation. These types of wheels were extensively used until the beginning of the 19th. century when their use began to be limited due to their large size and low speed. The wheel at Laxey, Isle of Man, built 1865 was 72.5 feet diameter and developed 150 HP. The problem of improving the turbine efficiency required a great deal of effort. The use of channels conducting water to undershot wheels have led to considerable rise in efficiency : values as high as 30 o/o were attained. In 1824 Poncelet efforts led to an improved efficiency and with his 12 HP machine he attained an efficiency of 65 o/o. In 1844 U. Boyden constructed his 75 HP machine at Lowell, Mass., which yielded an efficinecy of 78 o/o. In 1888, L. Pelton made radical improvements in this type of wheel which led to an efficiency of 82 o/o. Many types of turbines now have reached closely the theoretical value of maximum efficiency.

During a period of years, the wide industrial application of hydropower has offered stimulus for gradual improvement to turbine design. Since J. Watt discovered his steam engine, however, progress had been very slow due to the fact that coal as a fuel for steam generation was cheap and easy to transport. The invention of electire generators in 1864 was a step towards the evolution of water turbines. Only when it became possible to build long distance lines for the transmission of clectricity that water turbines entered their golden era. In 1882, M. Deprez built the first D.C. 2400V, transmission line

Thus the power increased about 17.25 °/₀ with two-phase injection and this is a considerable gain as compared with the result obtained for the air cooled engine. Thus the method of two-phase injection proved to be quite successful for water cooled engines.

FEFERENCES :

1) Kamel, A.M. and Ibrahim, A.A., Doppeleinspritzung zur Steigerung der H_6 chstleistung vor Kleindieselmotoren, M TZ Jarg. 20 Heft 5 May 1959.

2) Derry, L.D.,

The Effect of Auxilliary Fuels on the Smoke-Limited Output of Diesel Engines, Proc. Inst. Mech. Eng. (London), Vol. 168, No. 9 1954.

3) Lyn, W.T.,

An Experimental Investigation into the Effects of Fuel Addition to the intake air on the Performance of Compression-Ignition Engines;

4) Serruys, M.,

In fluence de la Repartition et de la Nature du Combustior sur le Fonctionnement des Moteurs Diesel;
Le Genie Civil, 1. 10 1957 p. 406.

5) Alperstein, Mwim, W.B. and Schweitzer, P.H., Fumigation Kills smoke, improves Diesel Performance,

The Pennsylvania State University, Dept. of Engng. Research, Tech. Paper No. 123.

***

The engine data are :

Bore 110 mm

Stroke 140 mm

rated output 12 B.Hp.

at 1500 R.P.M.

The engine has a turbulent combustion chamber which helps to form a homogenous mixture from the primary injection.

The glow plug was replaced by a second fuel injection valve having a very fine hole which injected its fuel across the turbulent air rushing through the throat communicating the main cylinder and the turbulent combustion chamber. Thus good atomization and mixing with the air were obtained. Any fuel which may reach the combustion chamber wall would be evaporated and mixed with air as this wall is very hot when the engine is loaded.

As the suggested two-phase injection method serves only for boosting the power of the engine momentarily, part load experiments are of no interest, specially as the application of this method leads to a higher specific fuel consumption.

Thus the scope of the present work was reduced to comparing the power obtained at the smoke limit by one and two-phase injection.

In the experiments of Prof. Dr. M. Kamel the second pump giving the primary injection was driven through the rocker arm of the suction valve.

In the present test the second pump was driven by the engine camshaft through a toothed coupling permitting variation of the primary fuel injection timing.

In the experiments of Prof. Dr. A.M. Kamel the smoke limit was determined visually. In the present tst the smoke limit was determined by a smoke-meter. (Visomat G.m.b. H. Leipzig).

In order to eliminate the effect of the water vapour in the exhaust gases on the smoke meter, the sample passed first through an ice cooled glass bottle so that any water vapour would condense there and only dry exhaust gases passed through the smoke-meter.

TEST PROCEDURE :

The engine was first run under the action of its own governor and the load gradually increased till the pointer of the smokemeter was on the point of leaving its zero point. Any slight increase in load would give smoky exhaust and the meter reading would begin to increase.

Then the governor was locked in this position and the secondary injection begun. The speed began to increase and the load was again increased and also the secondary fuel increased very gradually till the smoke-meter pointer was again on the point of moving. This was assigned as the smoke limit with twophase injection.

RESULTS

		Normal running	Two-phase injection
Speed	r.p.m.	1500	1500
B.H.P.		10.9	12.75
b.m.e.p.	Kg/cm^2	5.35	6.24
b.s.f.c.	gr/B.H.P. hr.	196	205
Exhaust temperature °C		480	540
Exhaust analysis :	CO_2 o/o	10.5	12
	O_2 o/o	7.5	6

TWO-PHASE INJECTION IN COMPRESSION IGNITION ENGINES

by

M. GHONEIM,

B. Sc., D. Sc.

Asst. Professor Mech. Dept.
Faculty of Engineering,
Ain Shams Unversity,
Cairo.

INTRODUCTION :

This method has been suggested by Prof. A.M. Kamel and A.A. Ibrahim in their work published in MTZ, May 1959. It is suggested that this system plays the same part as the accelerating pump in the carburettor of a spark-ignition engine.

A part of the fuel is injected at the beginning of the compression stroke in order to get a homogenous mixture throughout the whole cylinder. This mixture should be weak enough so that it will not be self ignited but in the same time rich enough to be ignited by the flame of the main injection.

The main quantity of fuel will be injected as normal before the upper dead centre.

The primary and the main injection should give a quantity of fuel as near as possible to the stochiometric ratio of the cylinder volume.

This method reduces the excess air in the cylinder as the "pockets" in the combustion chamber which are not reached by the fuel spary and will remain thus full of pure air, will be through the primary injection, filled with mixture and thus used.

In the work of Kamel and Ibrahim a single cylinder air cooled Deutz engine with a turbulent combustion chamber was used.

The primary fuel injected was approximately 10 o/o of stochiometric ratio.

It was possible to increase the engine power through the two-phase injection system. But as the engine was air cooled the smoke limit could not be reached with double injection because the cylinder head temperature increased so that a seazure of the piston was feared due to thermal overloading. Thus the power increase with the primary injection was only 6.6 o/o.

Prof. Dr. A.M. Kamel suggested in his publication that it would be anticipated, in case this method is applied to water cooled engines whose parts are not exposed to such high temperatures, to get a bigger gain of power.

SCOPE :

The scope of this work is to investigate what extent the boosting of the power of water cooled engines can reach when applying the two — phase injection method.

TEST INSTALLATION :

The test was carried out on a single cylinder water cooled M.W.M. engine.

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at the address of the Egineering Society at Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are ipso facto subscribers of this periodical.

Suscrption for engineers P.T. 69 per annum.

Subscription for others P.T. 200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers

28. Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106.

ADVERTISEMENTS

JOURNAL OF
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS
U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

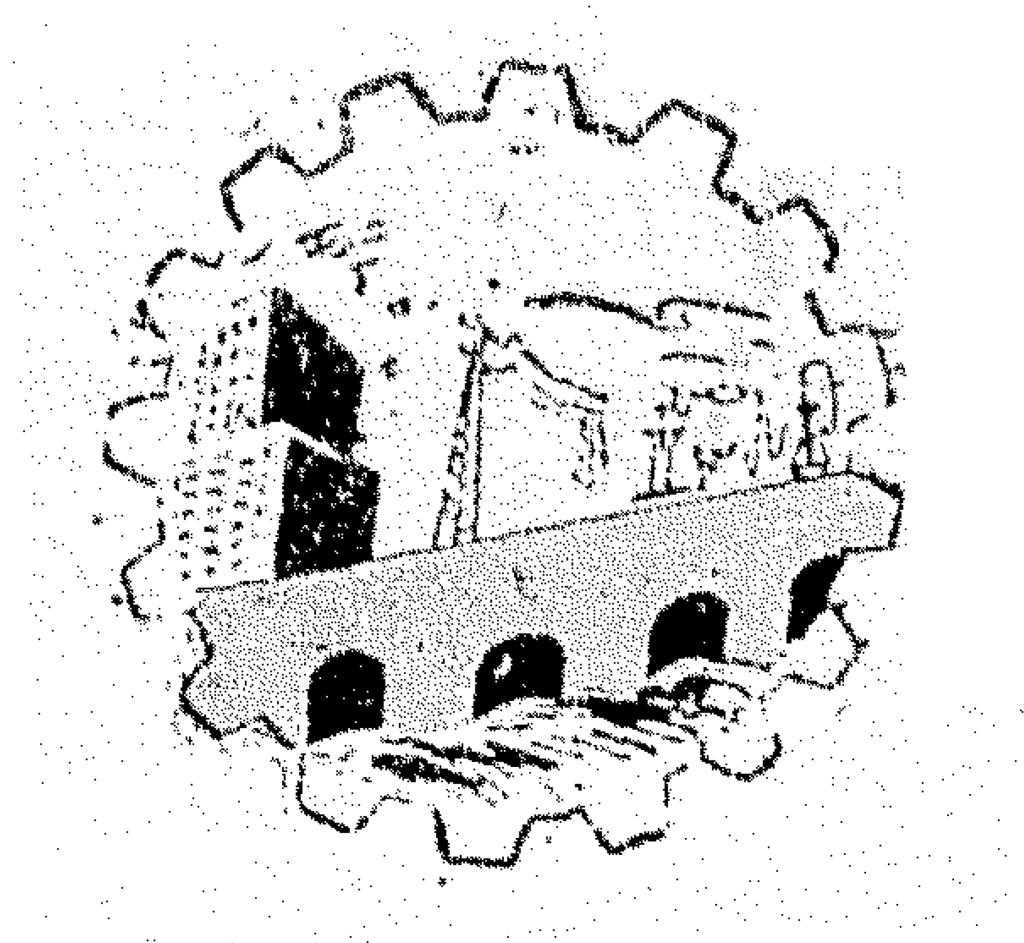
VOL., IV — No. 1 — Jan. Fep. Mar. 1965

CONTENTS

ENGLISH SECTION

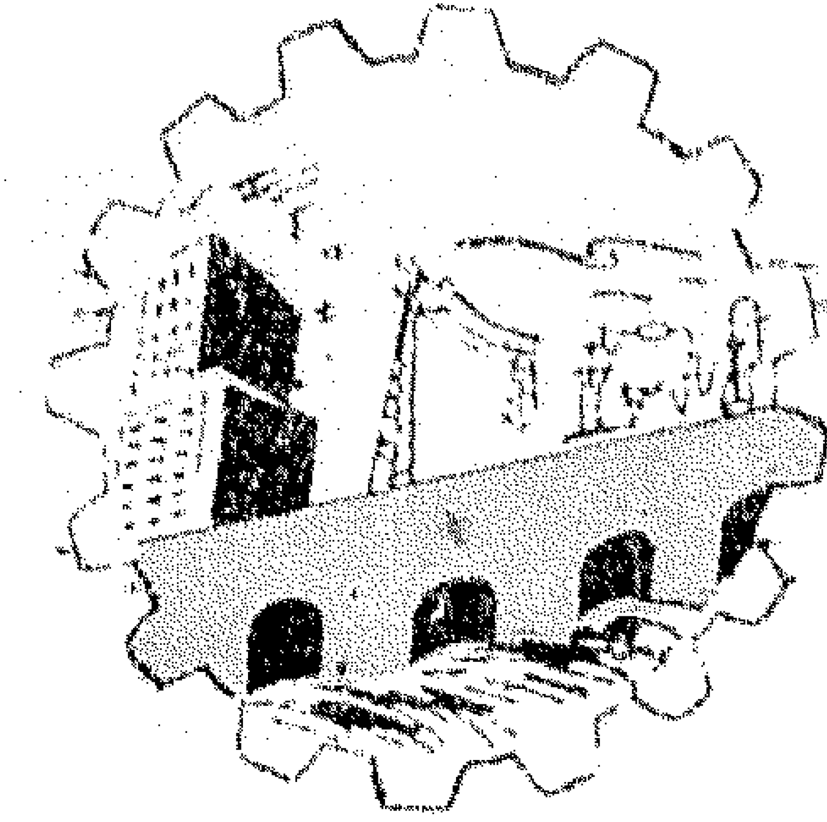
ARABIC SECTION

Al-Shaab Printing House



JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U. A. R.

JAN. FEB. MAR. 1965
Vol. IV
No. 1



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

العدد الثانى المجلد الرابع ابريل - مايو - يونيو ١٩٦٥

المطبعة العالمية ١٦ و ١٧ ش ضريح سعد بالقاهرة

مجلة

جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور

جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة الرابعة — العدد الثانى — أبريل — مايو — يونيو ١٩٦٥

محتويات هذا العدد

القسم العربى

القسم الأفرنجى

بيـانات :

مقر المجـلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الاشتراكات :

- جميع أعضـاء جمعية المهندسـين بالقاهرة مشتركون فى المجـلة بحكم عضويتهم .

الاشـتراك السنوى

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضـاء :	٦٠ ص	٢٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة .
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية وأى تعليقات علمية للمناقشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

لجنة التحرير

مسافة وزمن الرباط على السكك الحديدية

للدكتور المهندس محمد عبد الرحمن الهوارى

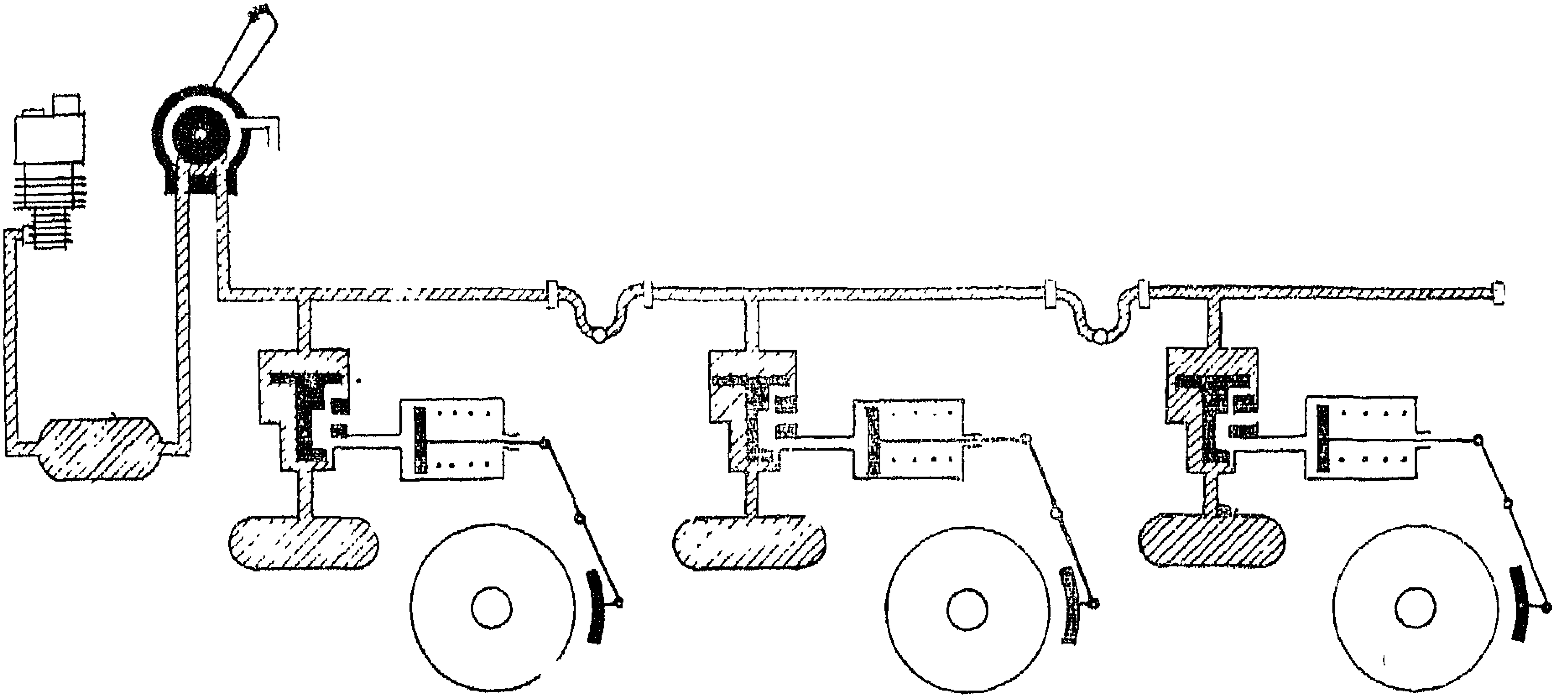
إن الرغبة فى زيادة سرعة قطارات الركاب والبضاعة ، والبدء فى تعميم تزويد عربات البضاعة بالفرامل الهوائية ومواسير الهواء ، تضطرنا إلى تحليل العوامل المختلفة التى تؤثر على مسافة الرباط ، وإلى شرح طريقة مبسطة ودقيقة لحسابها ، بغرض استنتاج قواعد ثابتة فيما يختص بالفرامل عند تكوين القطارات فى محطات الفرز والتستيف أو أحراش قطارات الركاب ، بحيث تصبح مسافة رباطها فى حدود المسافة بين سيمافورى التحذير والوسط .

الفهرس :

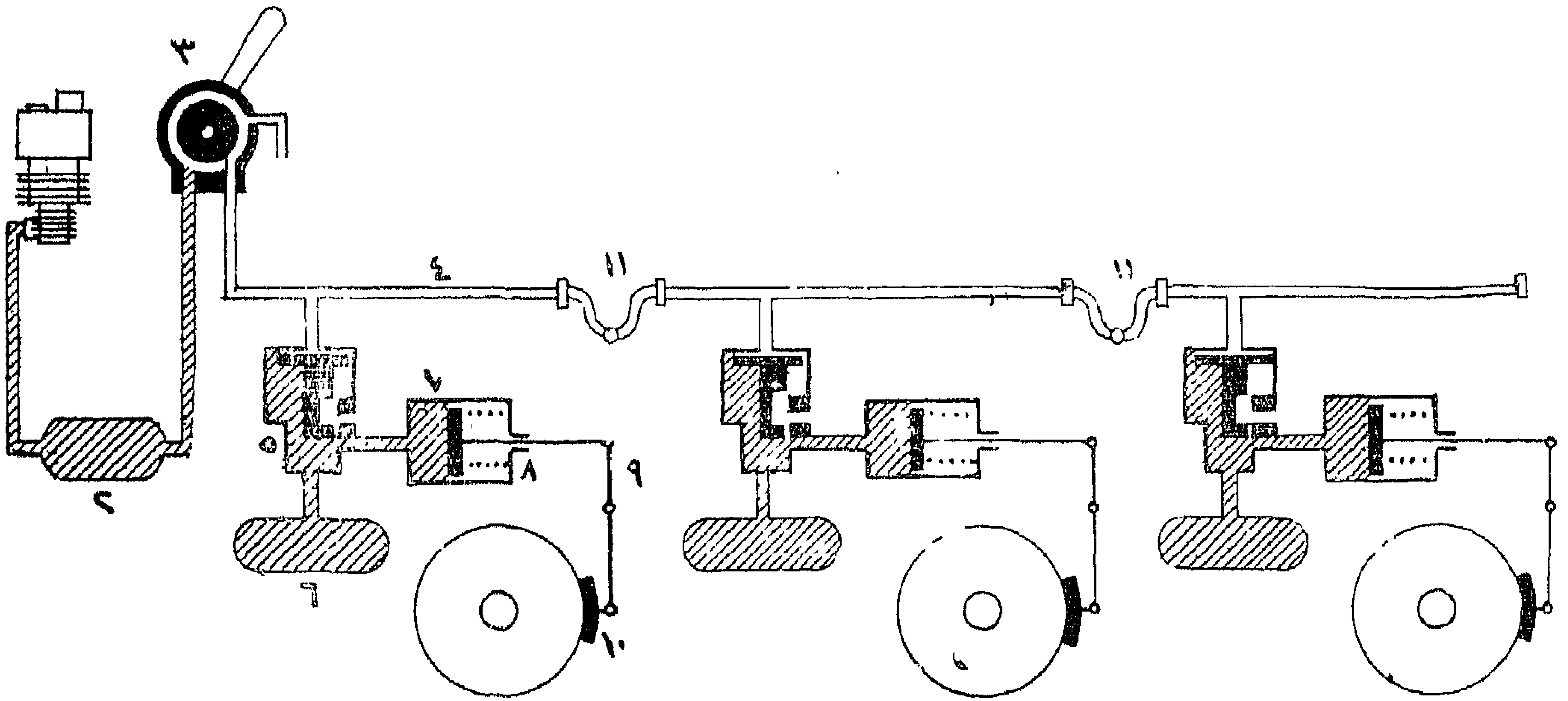
١ — مقدمة :

لإنقاص سرعة القطارات أو إيقافها ، لا بد من إيجاد قوة تعمل فى اتجاه معاكس للقوى المحركة للقطار ، وتؤثر هذه القوة على القطار غالباً عن طريق الإحتكاك ، والأشكال (١) ، (٢) تبين الأجزاء الهامة للفرامل الشائعة الاستعمال فى السكك الحديدية والتى تشغل بالهواء المضغوط والمفرغ وتعمل آلياً فى حالة انفصال عربات القطار عن بعضها ، والقوة التى تعمل على مكبس اسطوانة الفرملة سواء كانت فرق ضغط على جانبى اسطوانة الفرملة كما هو الحال فى فرامل الهواء المضغوط ، أو ثقل مكبس اسطوانة الفرملة كما هو الحال فى الفرامل التى تعمل بالهواء المفرغ ، أو قوة يدوية بفعل عضلات الإنسان كما هو فى الفرامل اليدوية تتصل بمجموعة من القباقيب وذلك فى النوع الشائع استعماله فى

يود المؤلف أن يقدم شكره للسيد المهندس فاروق عبد البارى لمساعدته فى إعداد الحسابات والرسومات الواردة فى هذا المقال .



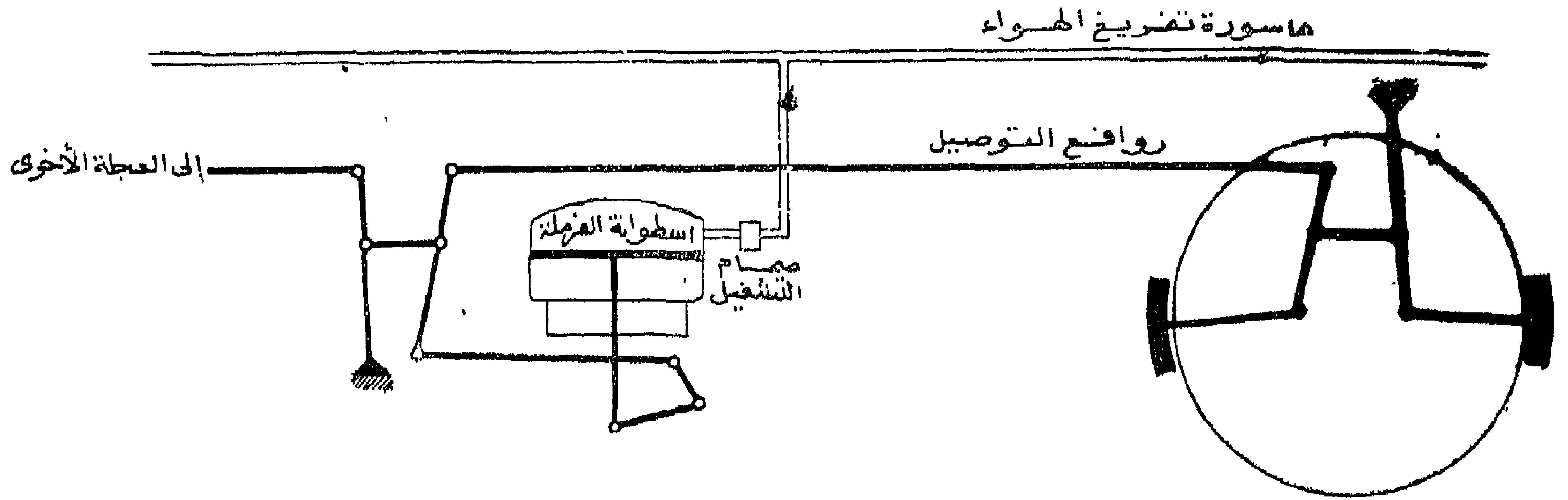
أ) فرامل في حالة فك



ب) فرامل في حالة ربط

١) طلمبة هواء
٢) خزان الهواء الرئيسي بالقاطرة
٣) صمام التشغيل بالقاطرة
٤) ماسورة الهواء الرئيسية
٥) صمام التشغيل بالعربات
٦) خزان الهواء المساعد
٧) اسطوانة الفرملة
٨) سست معاكسة داخلية
٩) روافع التوصيل
١٠) القباقيب
١١) وصلة مابين العربات

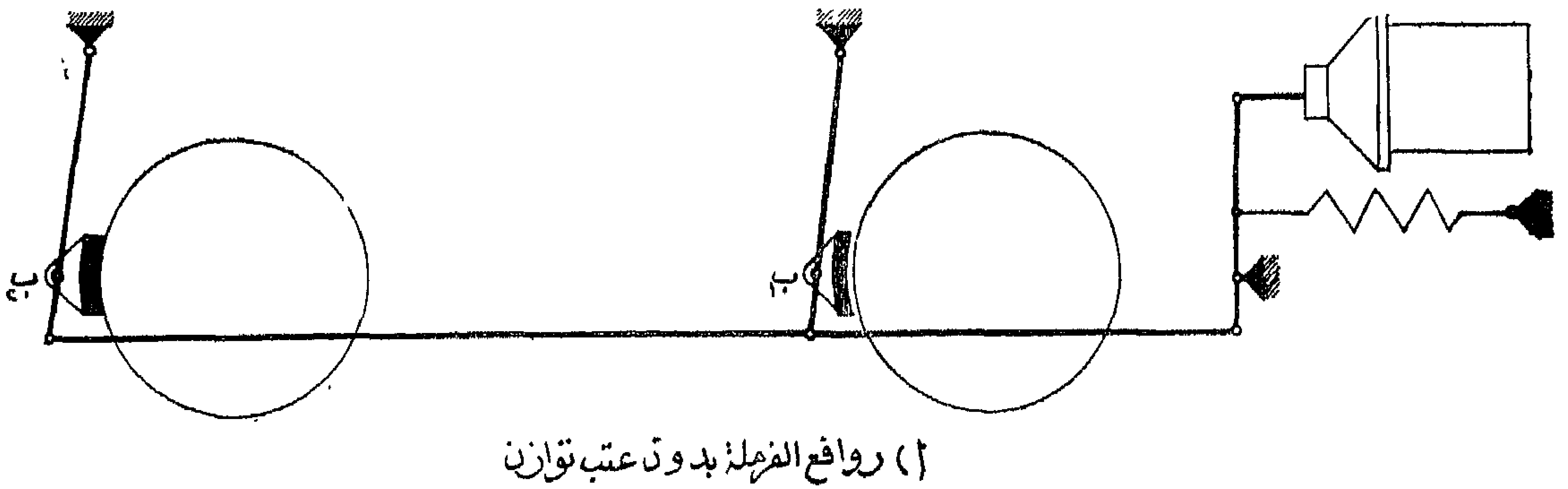
شكل (١): الفرامل المتصلة والتي تعمل بالهواء المضغوط



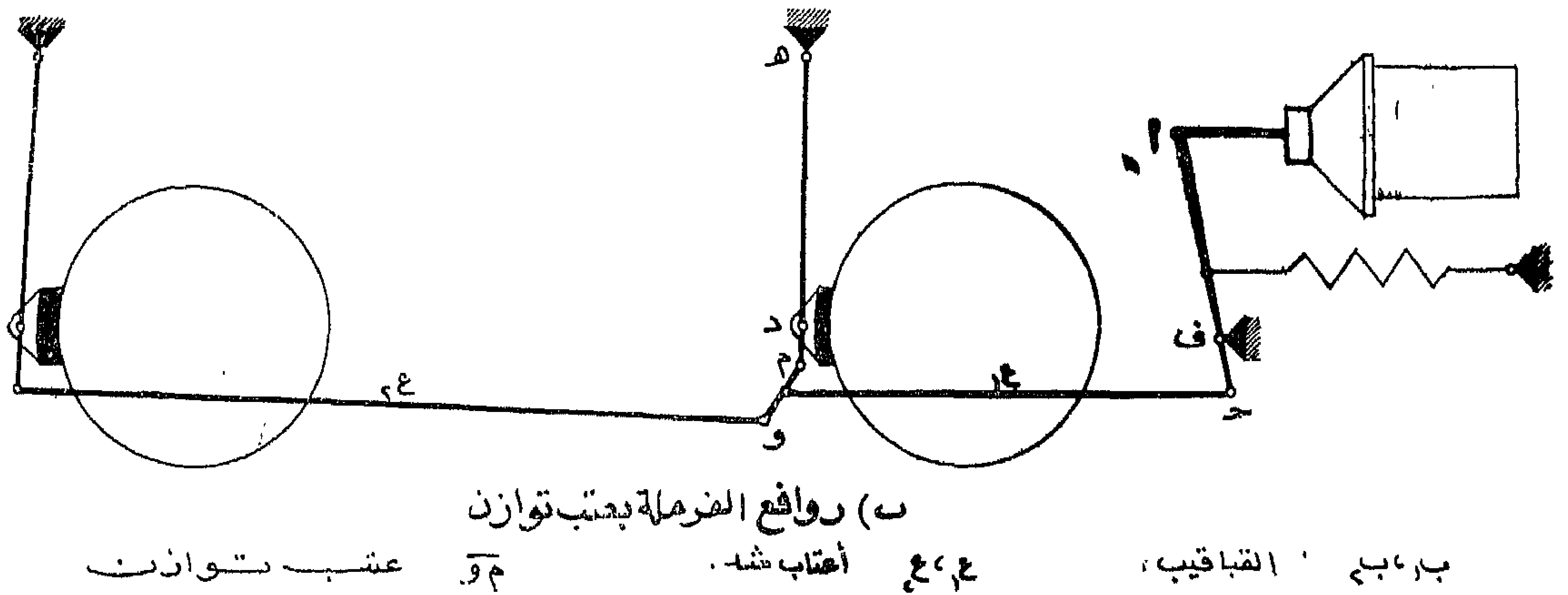
ملاحظة : مكبس اسطوانة الفرملة يهبط تحت تأثير ثقله عند الرباط

شكل (٢) : الفرامل الآلية التى تعمل بتفريغ الهواء

السكك الحديدية بمجموعة من الروافع بحيث يكون الضغط على كل قبقاب متساوى . فحسب شكل (٣ ا) يصبح الضغط متساوى إذا كان سمك القباقيب وأطوال الروافع متساوى تماماً وهذا لا يتأتى بسهولة . وشكل (٣ ب) يبين طريقة التغلب على هذه الصعوبة باستعمال عتب توازن . وتنقل قوة المكبس إلى القباقيب مكبرة حسب نقطة ارتكاز هذه الروافع



ا) روافع الفرملة بدون عتب توازن



ب) روافع الفرملة بعتب توازن

ب، ب، القباقيب ، ع، ع، أعتاب شد ، م و عتب توازن

شكل (٣) : طريقة عمل عتب التوازن

بالنسبة لبعضها — ففي الشكل (٣ ب) :

$$\alpha = \frac{\overline{\text{أف}}}{\overline{\text{فج}}} \times \frac{\overline{\text{مه}}}{\overline{\text{ده}}} \times \text{ن}$$

حيث :

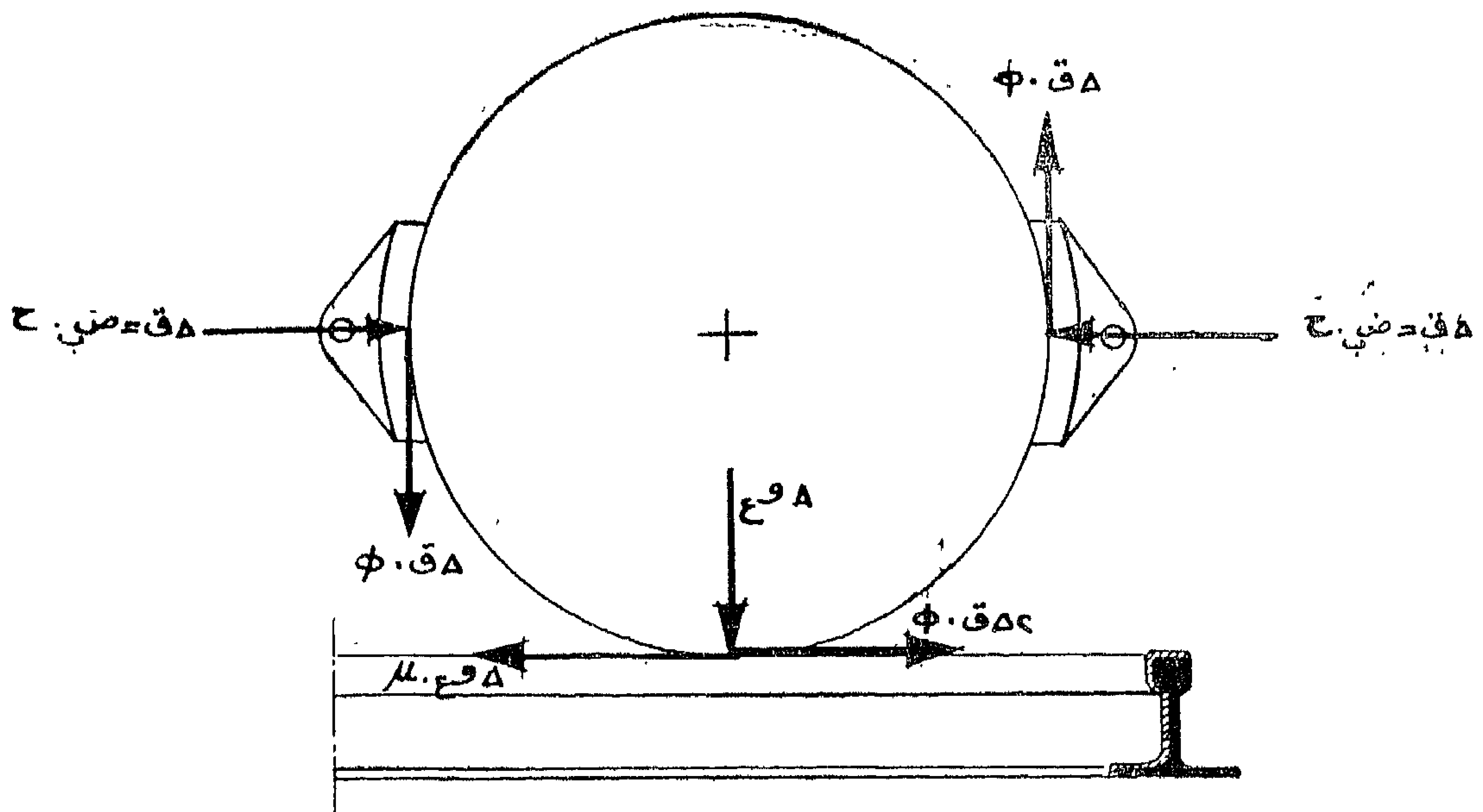
α = معامل انتقال قوة المكبس إلى القباقيب

ن = عدد القباقيب المتصلة بالمكبس

يتضح مما سبق أن الضغط بين القبقاب والعجلة يتوقف على مقاسات اسطوانة الفرملة وفرق الضغط على جانبي مكبسها ومشوار مكبسها ومعامل انتقال قوى الفرملة من المكبس إلى القباقيب . والأخير تحدد مواصفات الاتحاد الدولي للسكك الحديدية (UIC) قيمة عظمى له لا تتعدى ١٢ حتى لا يصبح مشوار القبقاب نتيجة لمشوار المكبس صغير ، وكذلك مقاسات قطاعات الروافع كبيرة .

ويمكن الحصول على قوة الفرملة الكلية المؤثرة على المكبس $\text{ق}_{\text{س}}$ كجم إذا ما ضربنا فرق الضغط باسطوانة الفرملة على جانبي المكبس في المسطح الكلي للمكبس وطرحنا منه قوة السست المعاكسة التي تعمل على إبعاد القباقيب عن العجلة في حالة تساوي الضغط على جانبي المكبس . وهذه القوة يمكن الحصول عليها مباشرة كذلك من جداول خاصة تعملها الشركات التي تقوم بتصميمات الفرامل وذلك حسب قطر الاسطوانة ومشوار مكبسها وفرق الضغط على جانبيه ونوع صمامات التشغيل . ومن قوة المكبس الكلية $\text{ق}_{\text{س}}$ يمكن استنتاج الضغط الكلي بين العجلات ومجموعة القباقيب المتصلة باسطوانة الفرملة :

$$\text{ق} = \text{ق}_{\text{س}} \times \alpha \times \beta$$



شكل (٤) : القوى المؤثرة على العجلة في حالة فرملتها

حيث :

ق = الضغط الكلى بين القباقيب والعجلات بالكيلوجرام

β = كفاءة انتقال قوة المكبس قس إلى القباقيب

فإذا رمزنا لمعامل الإحتكاك بين القبقاب والعجلة بالرمز φ وكذلك لمعامل التماسك بين العجلة والقضيب بالرمز μ كجم/الطن فإن القوة ق × φ لا يصح أن تتعدى حد التماسك بين العجلة والقضيب وع × μ حيث وع الوزن الواقع على العجل المفرمل من العربة ، شكل (٤) وإلا انزلقت العجلة على القضيب مما يسبب تواجد مسطحات فى العجلة تحدث صدمات تضر بكل من السكة وجسم العربة.

٢ — معامل الإحتكاك بين القبقاب والعجلة φ وحد التماسك بين العجلة والقضيب μ :

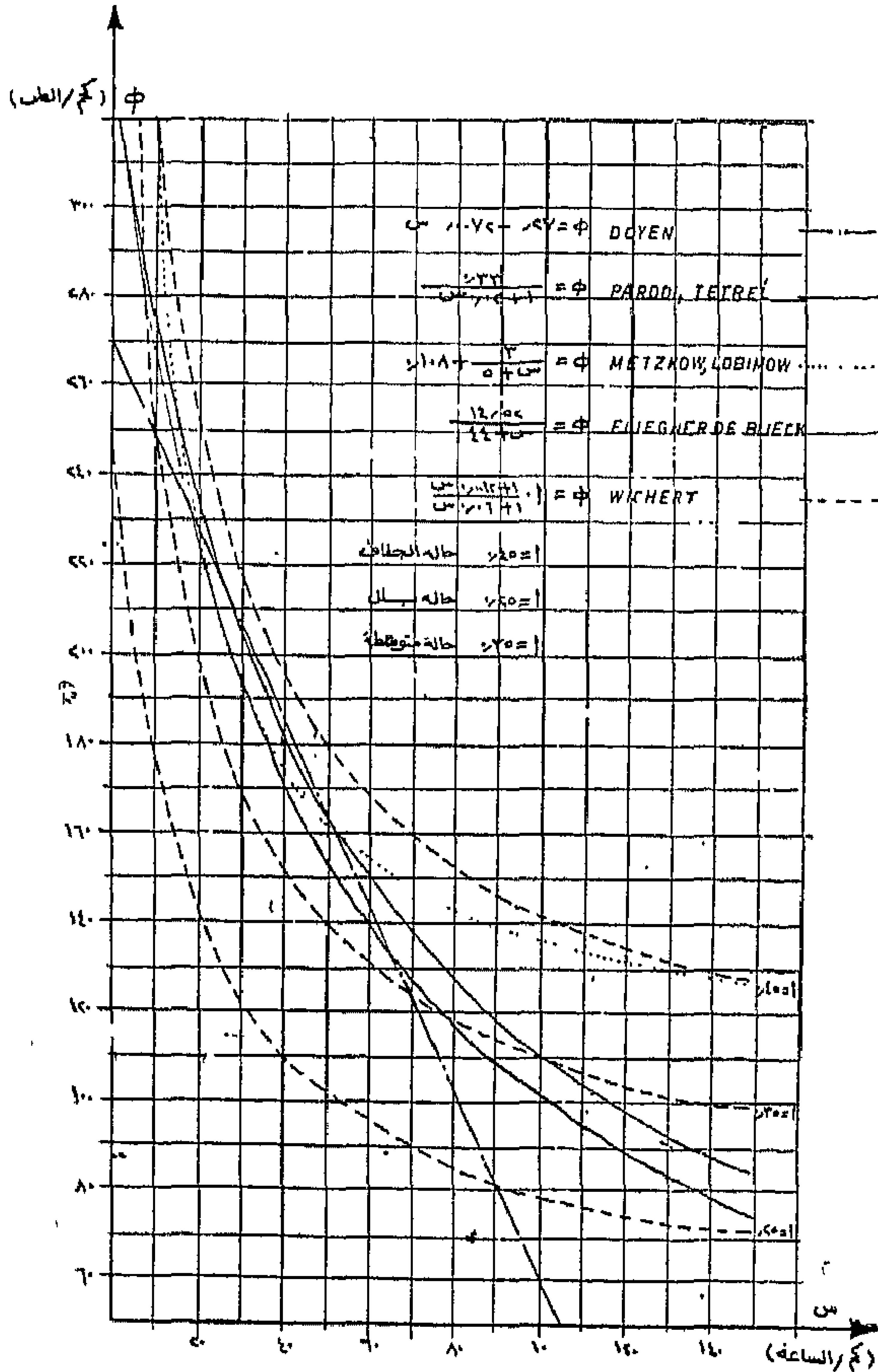
أجريت تجارب عملية كثيرة لتعيين معامل الإحتكاك φ بين القبقاب المصنوع من الحديد الزهر وطوق العجلة المصنوع من الصلب وذلك فى أواخر القرن الماضى بغرض إيجاد قاعدة ثابتة بين المعامل φ والعوامل المحددة له ومن أهم هذه العوامل :

(١) السرعة س ،

(٢) الضغط بين القبقاب والعجلة ضب ،

(٣) درجة الحرارة أو المدة التى تعمل فيها الفرملة .

ومن هذه التجارب تلك التى أجريت بواسطة Parodi and Tetrel, Doyen, Wichert, Fliegner de Blieck, Metzkow and Lubimov *(I) وقد أخذ فيها تأثير تغيير السرعة فقط على قيمة معامل الإحتكاك φ ، كما يتضح من شكل (٥) ويرجع السبب فى ذلك أنه حتى بداية القرن الحالى كان تأثير الضغط ليس له الأهمية الكبرى فى تعيين قيمة φ ، حيث أنه لم يزود بفرامل هوائية غير قطارات الركاب ، وقد كانت القوة التى تعمل بين القبقاب والعجلة تقدر بحوالى ٢٠٠٠ كجم بضغط حوالى ٧ كجم/سم٢ ، أما عربات البضاعة فقد كانت تزود بفرامل يدوية .



شكل (٥) العلاقة بين معامل الإحتكاك φ والسرعة س لتجارب أجريت فى أواخر القرن الماضى

وقد اضطر الباحثون إلى معرفة تأثير الضغط على قيمة معامل الاحتكاك φ حينما كان من الضرورى استعمال ضغوط متفاوتة لتصميم الفرامل لأسباب من أهمها : تفادى زرجنة العجلة لعربات البضاعه المزودة بفرامل الهواء المضغوط حينما تكون فارغة اضطر المصمم إلى عدم زيادة القوة بين القبقاب والعجلة عن ١٠٠٠ كجم بضغط حوالى ٣٫٥ كجم / سم٢ ،

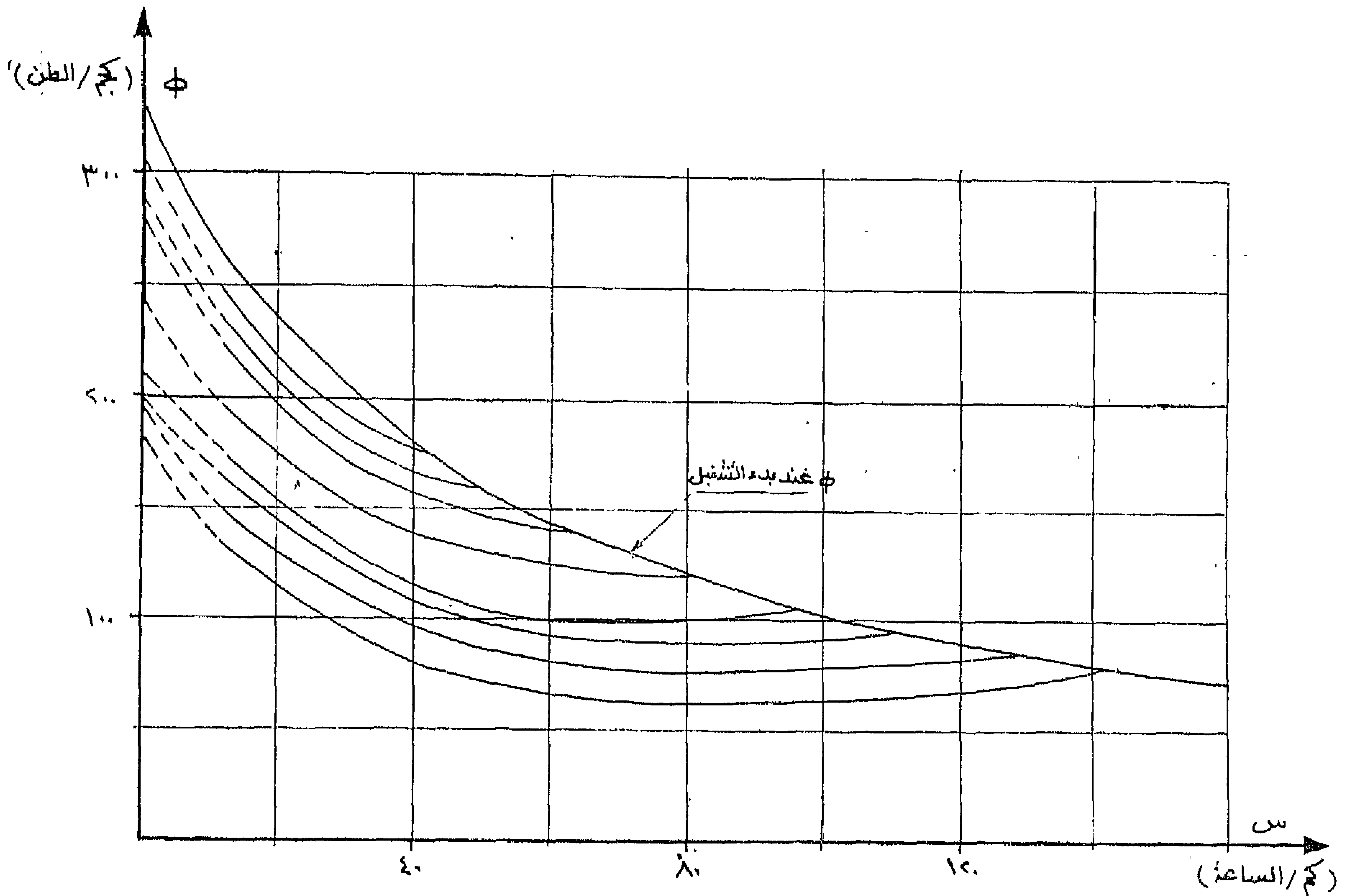
* الأرقام بين الأقواس بالرومانى تدل على رقم المرجع المعطى بيانه فى نهاية المقالة .

زيادة السرعة فى قطارات الركاب ولتقليل مسافة الرباط اضطر المصمم إلى زيادة القوة بين القبقاب والعجلة إلى حوالى ٤٠٠٠ كجم بضغط حوالى ١٤ كجم/سم٢ . غير أن تجارب Douglas Galton (II) عام ١٨٧٨ شكل (٦) تبين أن معامل الاحتكاك يقل بزيادة الضغط ، حيث أن تواجد قيما مختلفة للمعامل φ عند السرعة الواحدة تعليله أنه عند بدء تشغيل الفرملة يكون الضغط قليلا ويتزايد الضغط بعد ذلك حتى يصل إلى نهايته العظمى التى يثبت عليها .

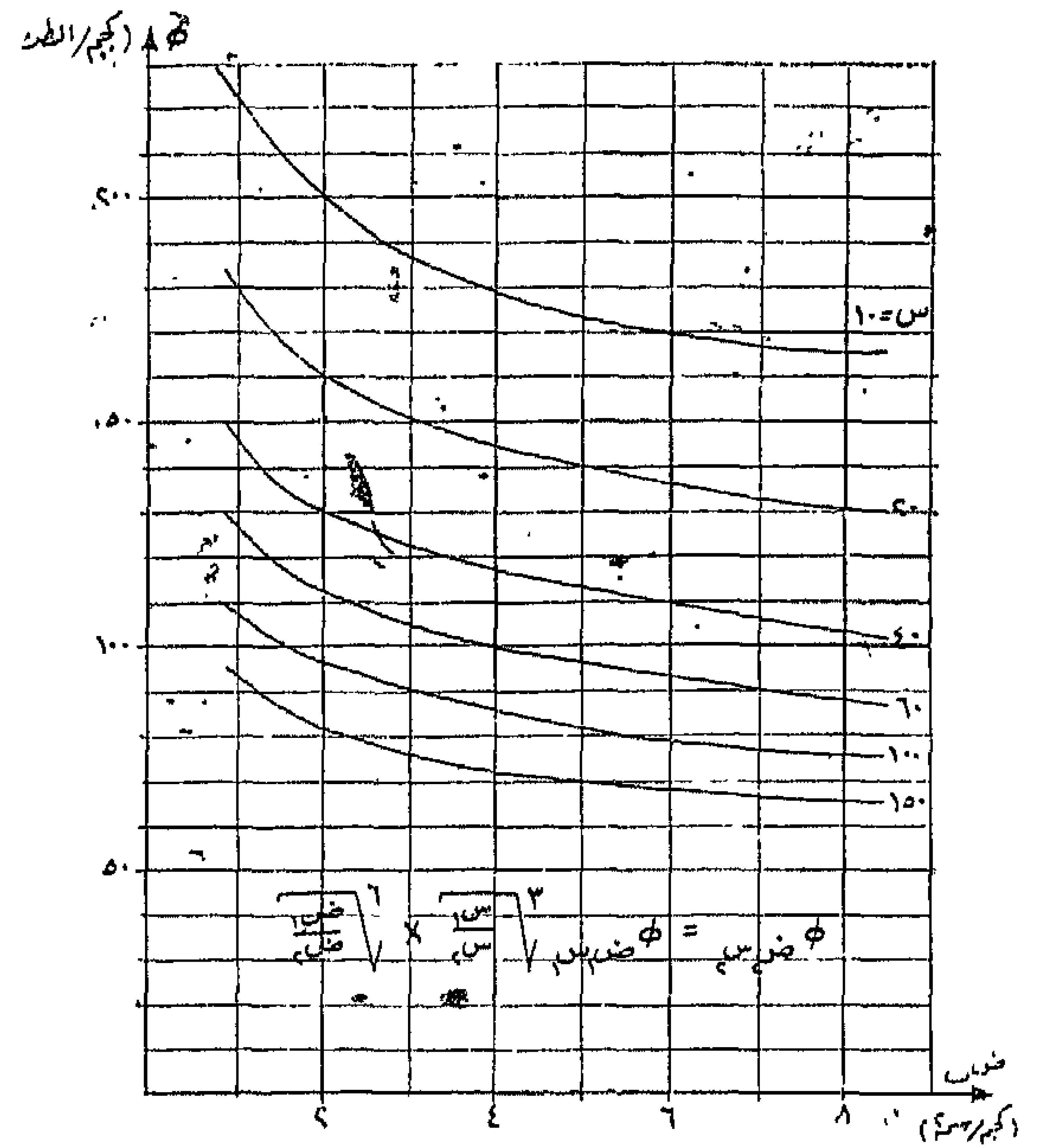
وقد أجريت مرة أخرى فى سكك حديد المانيا عام ١٩٣٥ (Reckel) ، وفى أمريكا بجامعة الينوى عام ١٩٣٨ (Schrader) وفى روسيا فى معهد الأبحاث المركزى عام ١٩٣٨ (Egarchenko) تجارب عديده لمعرفة مدى تأثير كل من السرعة والضغط على قيمة φ ، وقد قارن بين هذه التجارب Kother (III) واستنتج أن أنسبها لحساب مسافة وزمن الرباط هى التى أجريت بواسطة Reckel شكل (٧) وهى تقل قليلا عن نتائج Egarchenko (IV) التى تتضح كذلك من الشكل (٨) .

وقد أجرى Metzkow (V) تجارب فى المعمل لتعيين المعامل φ ونتائجه مبينة فى شكل (٩) وهى تتفق مع نتائج Schrader التى أجريت فى المعمل كذلك .

وبالمقارنة يتضح أن قيمة φ حسب Metzkow أكبر منها حسب تجارب كل من (Egarchenko, Reckel) ومن المفهوم أن الغرض من هذه التجارب هو تعيين العلاقة بين قيمة المعامل φ والسرعة والضغط ، وعند اختيار قيمة المعامل حسب إحدى هذه التجارب لابد وأن لا ننسى طبيعة المسالة التى سوف يستخدم فيها ومدى مطابقة طريقة إجراء التجربة مع هذه الطبيعة ، وأن أنسب اختيار هو الذى يوفى الغرض



شكل (٦) : العلاقة بين معامل الاحتكاك φ والسرعة س خلال الرباط من سرعات مختلفة حسب تجارب DOUGLAS GALTON

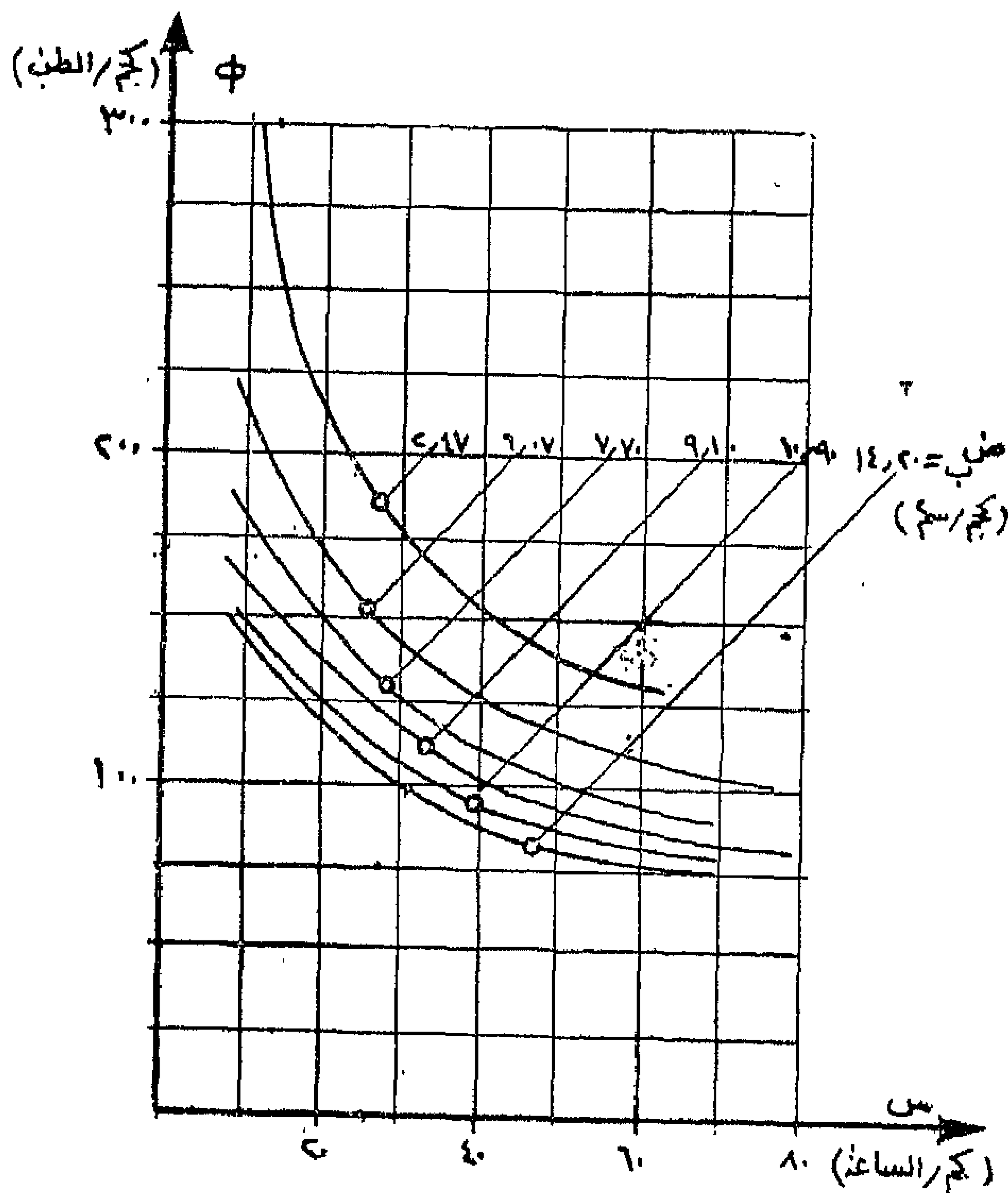


شكل (٧) : العلاقة بين معامل الاحتكاك φ والسرعة س والضغط بين القبقاب والعجلة ضب حسب تجارب RECKEL

بأمان وبعبارة أخرى يجب استعمال معاملات الاحتكاك القليلة لحساب مسافة وزمن الرباط وخصوصا أن المعاملات القليلة قد حسبت فى الظروف الطبيعية لاستعمال الفرملة أثناء سير القطار ، واستعمال معاملات الاحتكاك الكبيرة لتفادى خطر زرجنة أى قبقاب مع العجلة وخصوصاً ما كان منها ذو كفاءة عاليه حيث أن هذه التجارب قد أجريت فى المعمل (أنظر مقال Svagel (VI) اليوغوسلافى عن علاج مشاكل الفرامل التى تنشأ عن زيادة السرعة وكذلك مقال Koffman (VII) عن تفادى خطر زرجنة القبقاب مع العجلة) .

أما بالنسبة لقيمة حد التماسك μ بين العجلة والقضيب والعوامل التى تؤثر فيه فهى تختلف عن معامل الاحتكاك φ بين القبقاب والعجلة للأسباب الآتية : دوران العجلة على القضيب وعدم انزلاقها عليه أى أن حد التماسك يحدث بين نقطتين ثابتتين بالنسبة لبعضهما لحظيا أما معامل الاحتكاك φ بين العجلة والقبقاب فإنه يحدث فى حالة دوران الأولى وثبات الأخيرة ، حد التماسك μ يحدث بين الصلب والصلب أما معامل الاحتكاك φ فهو يحدث بين الحديد الزهر والصلب أى بين مادتين ذات صلابتين مختلفتين ، تشكيل طوق العجلة والقضيب يجعل توزيع الضغوط بينهما له طابع خاص يختلف عن توزيع الضغوط بين القبقاب والعجلة ، ترخيم القضيب وحركة المحور العرضية وكذلك انزلاق المحور فى الاتجاه الطولى الذى ينجم عن الاختلاف فى نصف قطر الدوران للعجلتين .

وقد أجرى Curtius and Kniffler (VIII) تجارب



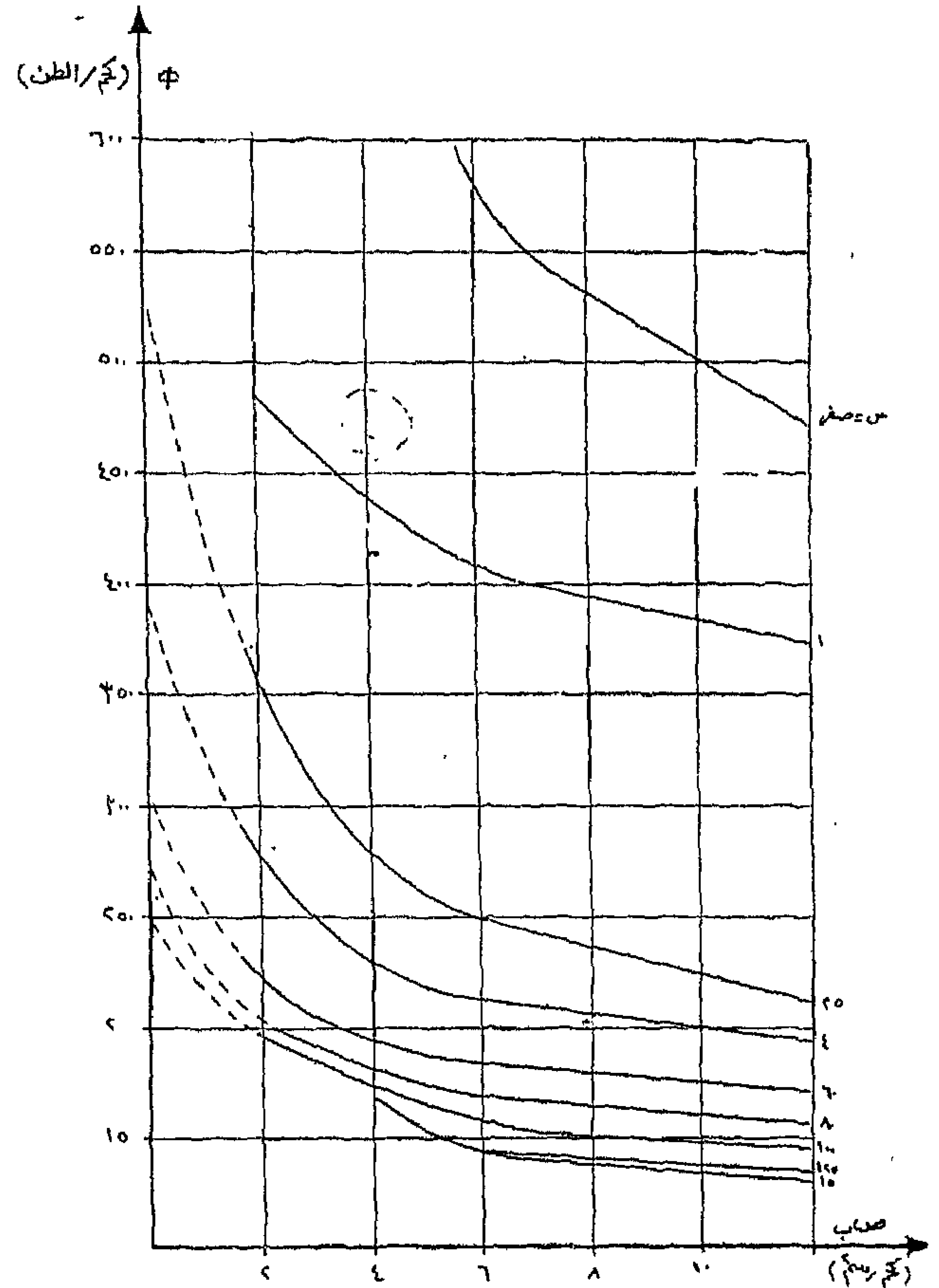
شكل (٨) : العلاقة بين معامل الاحتكاك φ والسرعة س والضغط بين القبقاب والعجلة ضب حسب تجارب EGARCHENKO

حدد على أساسها قيمة المعامل μ بين العجلة والقضيب فى حالة دورانها وعدم انزلاقها للقضيب الجاف بالمعادلة التالية :

$$\mu = \frac{٧٥٠٠}{س + ٤٤} + ١٦١ \quad \text{كجم/الطن}$$

حيث :

س = السرعة كم/الساعة



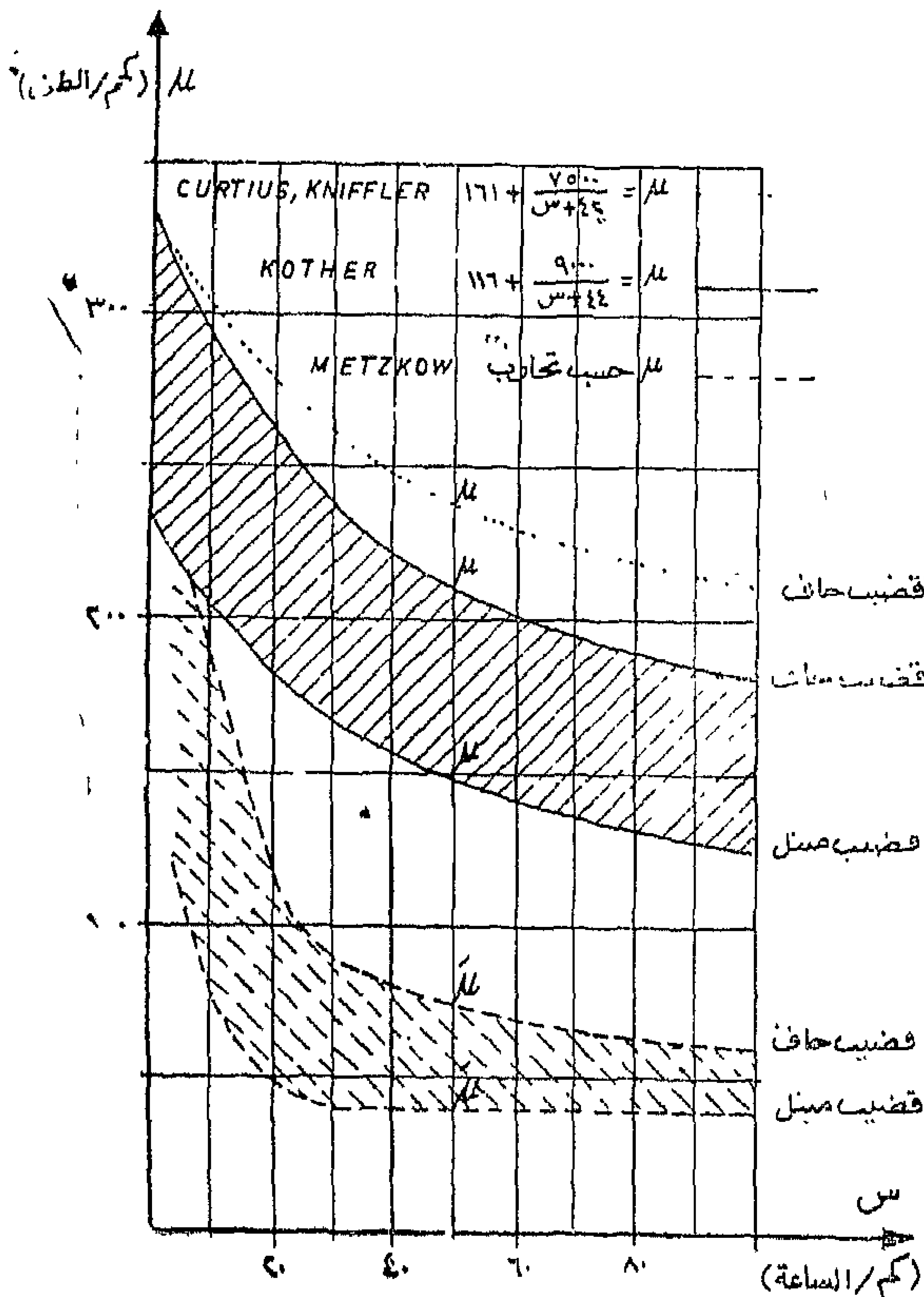
شكل (٩) : العلاقة بين معامل الاحتكاك φ والسرعة س والضغط بين العقاب والعجلة ص حسب تجارب METZKOW

كما أن التجارب التى أجريت بواسطة Kother (IX) أعطت قيما للمقدار μ للقضيب الجاف بالمعادلة التالية :

$$\mu = \frac{٩٠٠٠}{س + ٤٢} + ١١٦ \quad \text{كجم/الطن}$$

وشكل (١٠) يبين بيانا كلا من المعادلتين ويتضح أن قيمة المعامل حسب تجارب Kother تعطى قيما أقل منها حسب تجارب Curtius, Kniffler — غير أن حد التماسك يقل إذا كان القضيب مبتلا ، ويقصد بكلمة مبتلا أن يغطى القضيب طبقة من الجليد فى درجات الحرارة المنخفضة أو يغطى القضيب بطبقة من الصدأ مع تواجد مواد عضوية أو يغطى بمادة زيتية ، وشكل (١٠) يبين كذلك أقصى مدى ممكن أن يتغير فيه حد التماسك حسب تجارب Kother .

وفى شكل (١٠) يتبين كذلك قيمة معامل الاحتكاك بين القضيب والعجلة μ فى حالة انزلاق العجلة على القضيب وعدم دورانه عليه للقضيب الجاف والمدى الذى يتغير فيه فى حالة بلل القضيب حسب تجارب Metzkow (X) ، يتضح



شكل (١٠) : العلاقة بين حد التماسك μ والسرعة س فى حالة دوران العجلة وانزلاقها على القضيب

من شكل (١٠) أن حد التماسك فى حالة زرجنة القبقاب مع العجلة يهبط بدرجة كبيرة مما يجعل القوة التى تعمل على فرملة القطار قليلة وتبعاً لذلك تزيد مسافة وزمن الرباط فضلا عن الأضرار التى تصيب كل من السكة والعربة ، الأمر الذى

يتحتم معه عند تصميم وتشغيل الفرامل إلى تفادى زرجنة العجلة .

٣ — تأثير μ ، φ على تصميم الفرامل :

حاصل قسمة القوة ق على وزن المحاور المفرملة $و_ع$ مضروباً فى مائة سوف يسمى بنسبة فرملة العربة المئوية أما حاصل قسمة مجموع قوى الفرملة Σ ق بالقطار بأكمله بما فى ذلك القاطره على وزن القطار الكلى مضروباً فى مائة سوف يسمى بنسبة فرملة القطار المئوية أى أن :

نسبة فرملة العربة المئوية

$$= \frac{ق}{و_ع} \times ١٠٠$$

نسبة فرملة القطار المئوية

$$= \frac{\Sigma\, ق}{و_ق + \Sigma\, و_ع} \times ١٠٠$$

حيث :

$\Sigma\, و_ع$ (طناً) وزن العربات سواء ما كان مزوداً منها أو غير مزود بفرامل

$و_ق$ (طناً) وزن القاطرة الكلى

والحد الأقصى لنسبة فرملة العربة يتوقف على مادة القباقيب وطريقة تشكيلها وهى تحدد فى مواصفات سكك حديد الجمهورية العربية المتحدة بنسبة من ٦٥ إلى ٩٠٪ للقباقيب المصنوعة من الزهر فى حالة الرباط الكامل — أما نسبة فرملة القطار فيمكن حسابها من نسبة فرملة العربات والقاطرة وأوزان العربات والقاطرة ومعرفة ما هو مزود منها بفرامل .

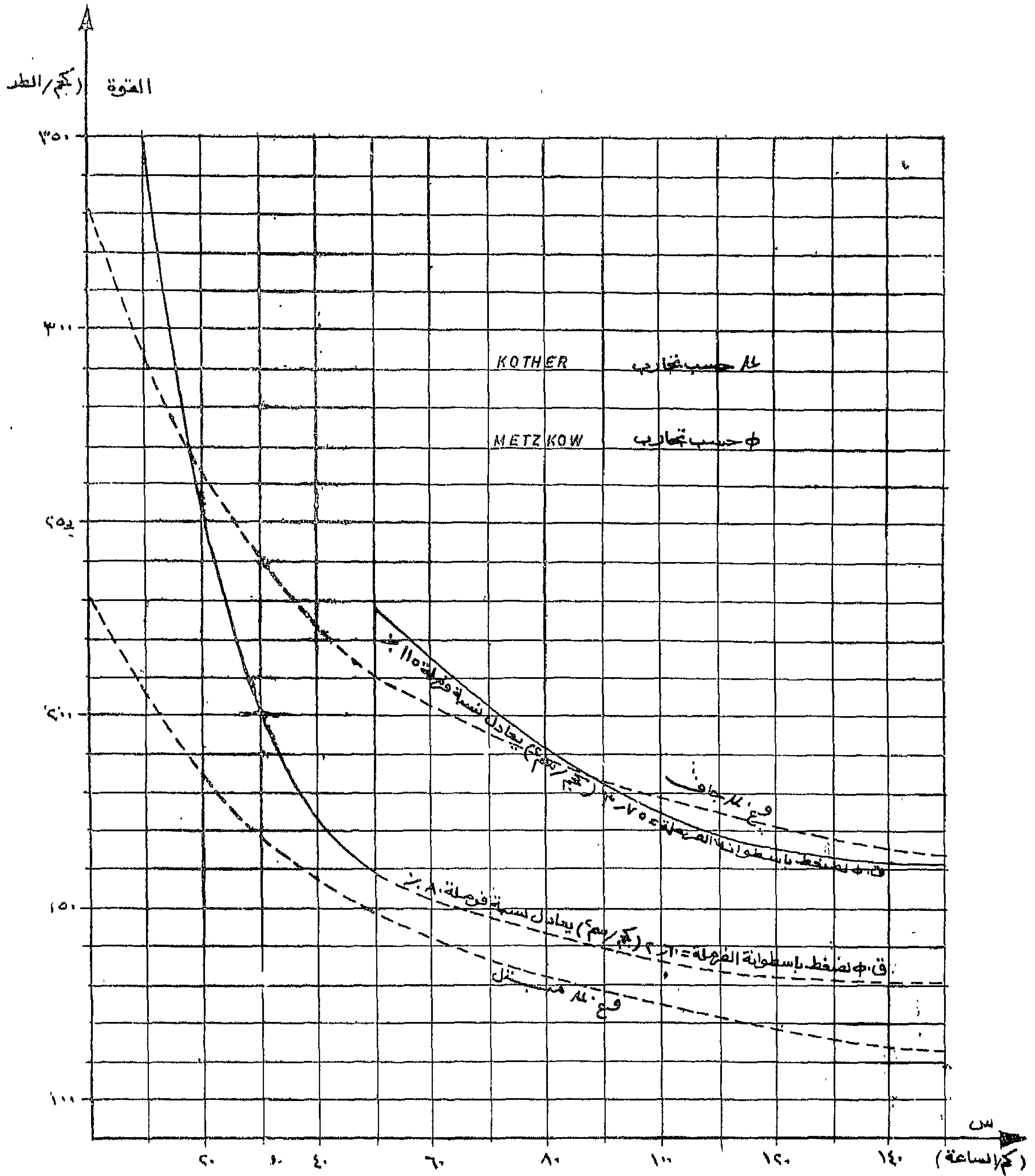
مثال :

قطار بضاعة يتكون من قاطرة ديزل وزنها ٧٨ طناً كل محاورها مزودة بفرامل ونسبة فرملة محاورها ٥٥٪ ، ٢ عربة سبنسة مزودة بفرامل هواء مضغوط وزن كل منها ٢٥ طناً وكل محاورها مزودة بفرامل نسبة فرملتها ٨٥٪ ، ٤٠ عربة بضاعة وزن كل منها فى المتوسط ٢٠ طناً غير مزودة بفرامل .

∴ نسبة فرملة القطار المئوية

$$= \frac{٠٫٨٥ \times ٢٥ \times ٢ + ٠٫٥٥ \times ٧٨}{٢٠ \times ٤٠ + ٢٥ \times ٢ + ٧٨} \times ١٠٠ = ٩٫٢$$

والعلاقة بين حد التماسك $و_ع \times \mu$ ، ق $\times \varphi$ لها أهمية كبيرة عند تصميم الفرامل حيث يجب أن يستفاد بأقصى حد للتماسك بين العجلة والقضيب وأن يتفادى خطر زرجنة أى محور مع القباقيب ، وشكل (١١) يبين هذه العلاقة للقضيب الجاف والمبتل عند السرعات المختلفة لفرامل عربة ركاب كل محاورها مفرملة ونسبة فرملتها ٨٠٪ وقد حسبت على أساس معاملات التماسك الأول حسب تجارب Kolher وأكبر معاملات إحتكاك φ حسب تجارب Metzkow العملية ، يتضح من الشكل أن الاستفادة بنسبة فرملة ٨٠٪ للسرعات الصغيرة أكبر منه بالنسبة للسرعات الكبيرة وعليه فلتقليل مسافة الرباط وخصوصاً للقطارات التى تسير بسرعات عالية تستعمل الفرامل المسماة ذات الكفاءة العالية حيث ترفع نسبة فرملة العربة إلى مدى قد يصل إلى ١٦٠٪ للقطارات السريعة وذلك برفع قيمة القوة ق عن طريق رفع الضغط باسطوانة الفرملة ؛ وينظم الضغط باسطوانة الفرملة صمامات منها مايعمل بربطه بسرعة القطارات (VI) ومنها مايعمل بربطه بعامل الاحتكاك φ ، وشكل (١١) يبين مدى الاستفادة من حد التماسك برفع الضغط على جانبى مكبس أسطوانة الفرملة من ٢٫٦٠ كجم/سم^{٢} إلى ٣٫٧٥ كجم/سم^{٢} إذا زادت السرعة عن ٥٠ كم/الساعة وهو ما يعادل رفع



شكل (١١) : العلاقة بين وع ٠ م ، ق ٠ ه للطن الواحد من عربة ركاب كل محاورها مفرملة ونسبة فرملتها ٨٠ ٪

نسبة الفرملة من ٨٠ ٪ إلى ١١٥ ٪ كما هو متبع فى فرامل قطارات الركاب السريعة طراز Kunze — Knorr (Kks)

هذا بالنسبة لفرامل عربات الركاب أما بالنسبة لفرامل عربات البضاعة فإن حالة العربة ما إذا كانت فارغة أو محملة يتحكم فى المقدار $\frac{\text{ق}}{\text{وع}}$ ، وتحدد مواصفات الاتحاد الدولى للسكك الحديدية بألا تتعدى نسبة فرملة عربة البضاعة الفارغة عن ١٢٠ ٪ ، ولتقليل مسافة الرباط تزود بعض عربات البضاعة بمغير على شكل رافعة تثبت على كمرة الفخذ

ويتحكم فى معامل الانتقال ν بحيث يرفعه فى حالة العربة وهى محملة حتى تتمكن من الاستفادة من رفع حد التمسك .

مثال :

لتزويد عربة بضاعة مسطحة ذات محورين بفرامل Hildebrand-Knorr (Hik-g-B) المطلوب حساب مقاسات الروافع شكل (١٢)

الوزن الفارغ = ١٠ (طنا)

وزن الحمولة = ٣٠ (طنا)

الوزن الكلى محمل = ٤٠ (طنا)

نسبة الفرملة فارغ = ٧٥ — ٨٠٪

نسبة الفرملة محمل = ٤٠ — ٤٥٪

كفاءة انتقال قوة المكبس $ق_س$ إلى القباقيب = ٠,٩

تحدد مقاسات اسطوانة الفرملة بحيث ألا تتعدى قيمة معامل الانتقال α المقدار ١٢ كما سبق ذكره ، وسوف يختار لذلك اسطوانة فرملة مقاس ١٢ بوصة قوة مكبسها لمشوار مقداره ١٢٥ مم بعد خصم قوة السست المعاكسة

$ق_س$ = ٢٤٠٠ كجم

والطول الكلى للذراع (أ + ب) يختلف باختلاف طراز الفرامل ومقاسات اسطواناتها وقد حددت له قيما مناسبة وذلك للتوحيد القياسى :

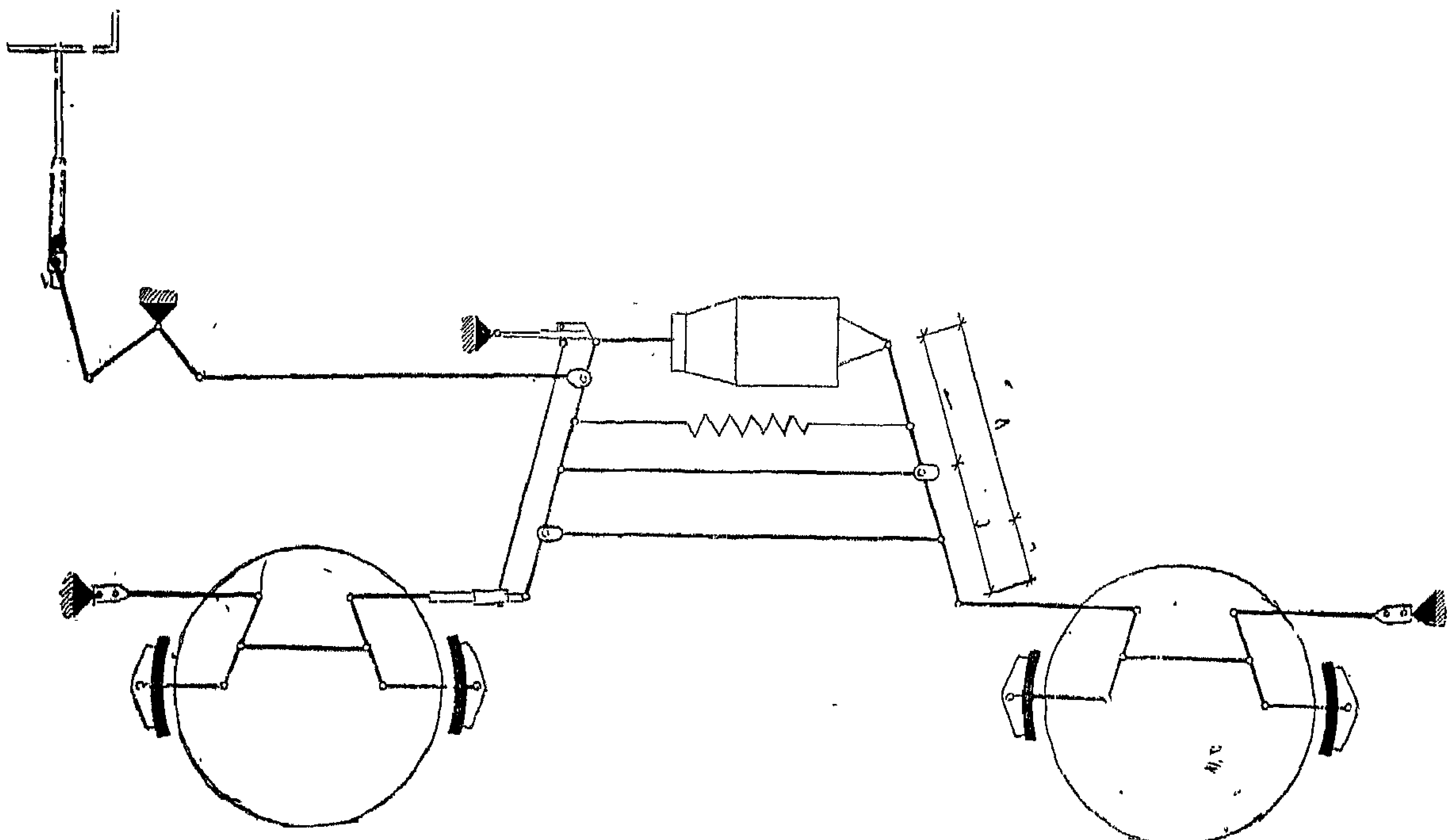
فرامل طراز Knorr ، Westinghouse مقاس اسطواناتها ٨″ ، ١٠″ = ٥٢٠ مم

فرامل طراز Knorr ، Westinghouse مقاس اسطواناتها ١٢″ ، ١٤″ = ٧٠٠ مم

أنواع أخرى طراز Knorr ، Hildebrand-Knorr مقاس اسطواناتها ١٢″ ، ١٤″ = ٧٠٠ مم

فإذ اخترنا طول الذراع (أ + ب) = ٧٠٠ مم

فإن معامل الانتقال α للعربة الفارغة فى حالة نسبة فرملة ٧٥٪ :



(شكل ١٢) روافع عربة بضاعة مزودة بغير المعامل

$$\alpha = \frac{٧٥ \times ١٠٠٠٠}{١٠٠ \times ٠٫٩ \times ٢٤٠٠} = ٣٫٤٨$$

$$\therefore \alpha = \frac{\text{أ}}{\text{ب}} \times \text{ن}$$

$$\text{أ} + \text{ب} = ٧٠٠ \text{ مم}$$

$$\therefore \text{أ} = ٧٠٠ - \text{ب}$$

$$\text{،}\quad \alpha = \frac{٧٠٠ - \text{ب}}{\text{ب}} \times \text{ن}$$

$$\therefore \text{ب} = \frac{\text{ن} \times ٧٠٠}{\text{ن} + \alpha} = \frac{٧٠٠}{١ + \frac{\alpha}{\text{ن}}}$$

$$\therefore \text{ب} = \frac{٧٠٠}{١ + \frac{٣٫٤٨}{٤}} = ٣٧٤ \text{ مم}$$

$$\text{،}\quad \text{أ} = ٧٠٠ - ٣٧٤ = ٣٢٦ \text{ مم}$$

وبالتقريب إلى أقرب ٥ مم يصبح :

$$\text{أ} = ٣٣٠ \text{ مم ، } \text{ب} = ٣٧٠ \text{ مم}$$

وعليه يصبح $\alpha = \frac{٧٠٠ - ٣٧٠}{٣٧٠} \times ٤ = ٣٫٥٧$

وتصبح نسبة فرملة العربة وهى فارغة

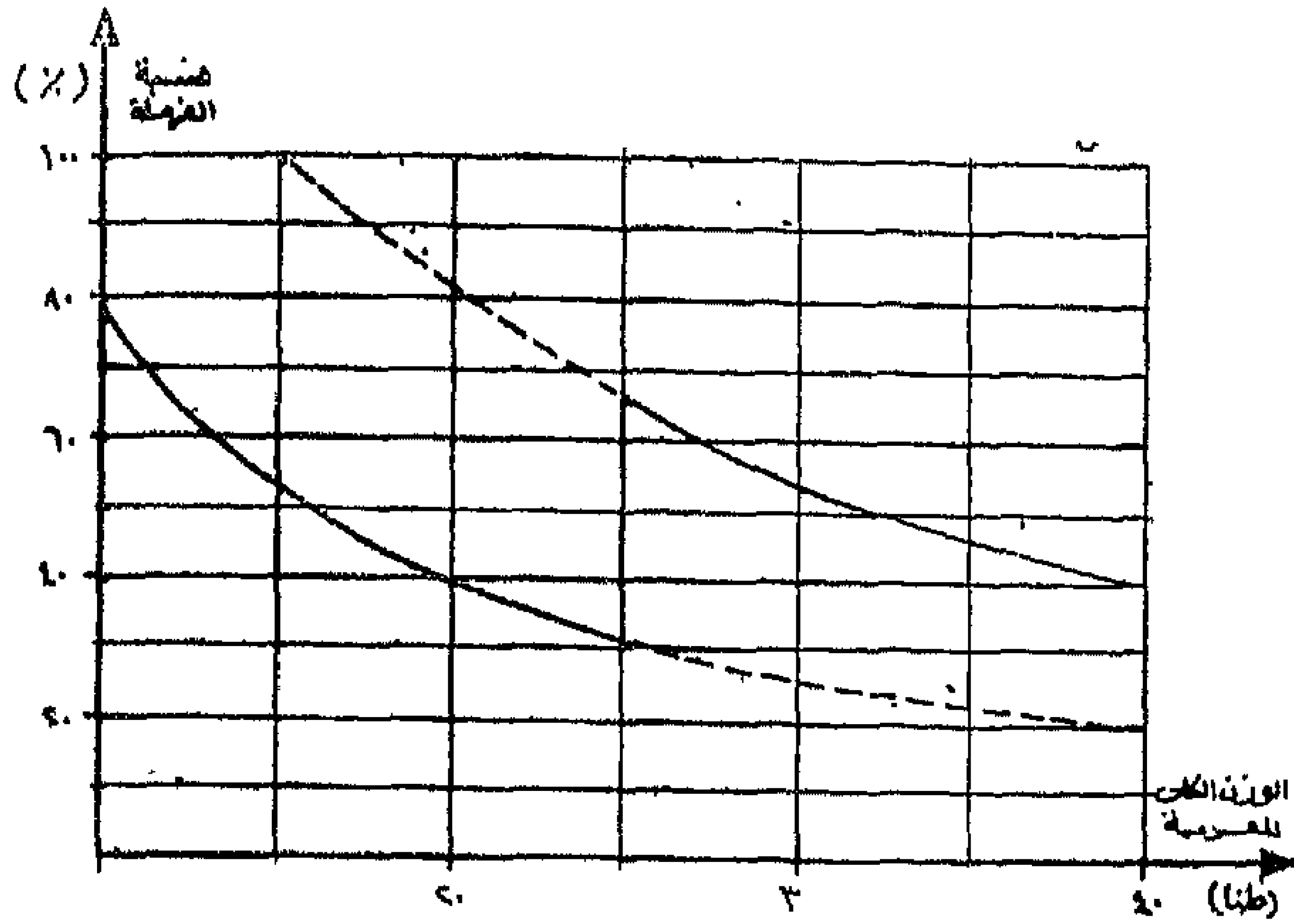
$$= \frac{٢٤٠٠ \times ٠٫٩ \times ٣٫٥٧}{١٠٠٠٠} = ٧٧٪$$

وفى حالة العربة وهى محملة $= \frac{٤٠ \times ٤٠٠٠٠}{١٠٠ \times ٠٫٩ \times ٢٤٠٠}$

$$= ٧٫٤٧$$

$$\therefore \text{د} = \frac{٧٠٠}{١ + \frac{٧٫٤٧}{٤}} = ١٤٥ \text{ مم}$$

$$\text{،}\quad \text{حـ} = ٧٠٠ - ٣٤٥ = ٢٥٥ \text{ مم}$$



شكل (١٣) : العلاقة بين النسبة المئوية لفرملة عربة البضائع وحالة تحميلها

وشكل (١٣) يبين العلاقة بين النسبة المئوية للفرملة وحالة تحميل العربة . وقد فرض فى هذا الشكل أن المغير يحول إلى معامل الانتقال الأكبر إذا ما زاد الوزن السكلى للعربة عن ٢٥ طنا .

٤ — بعض الخواص الهامة لفرامل عربات الركاب وفرامل عربات البضاعة :

القطار ليس جسما متماسكا ولـكنه يتكون من عربات تتصل ببعضها بسست وسلاسل ويتواجد بين العربات مسافات صغيرة تتراوح ما بين ٢ — ١٠ سم . فإذا ما أثرت قوة مفاجأة على جزء من القطار نشأ عن ذلك صدمات تؤثر تأثيراً غير مقبول على الراكب . وإذا زادت عن الحـد المعقول ربما نشأ عنها أضرار قد تصل فى خطورتها إلى حد قفز العربات عن القضبان أو انفصال جزء من القطار — وعليه فإن نوع الفرامل من حيث قوتها وطريقة تأثيرها حتى تبلغ أقصى قوة لا بد وأن يتناسب مع نوع وسرعة القطار وطريقة اتصال عرباته ببعضها بحيث يفرمل القطار تدريجياً وبدون صدمات .

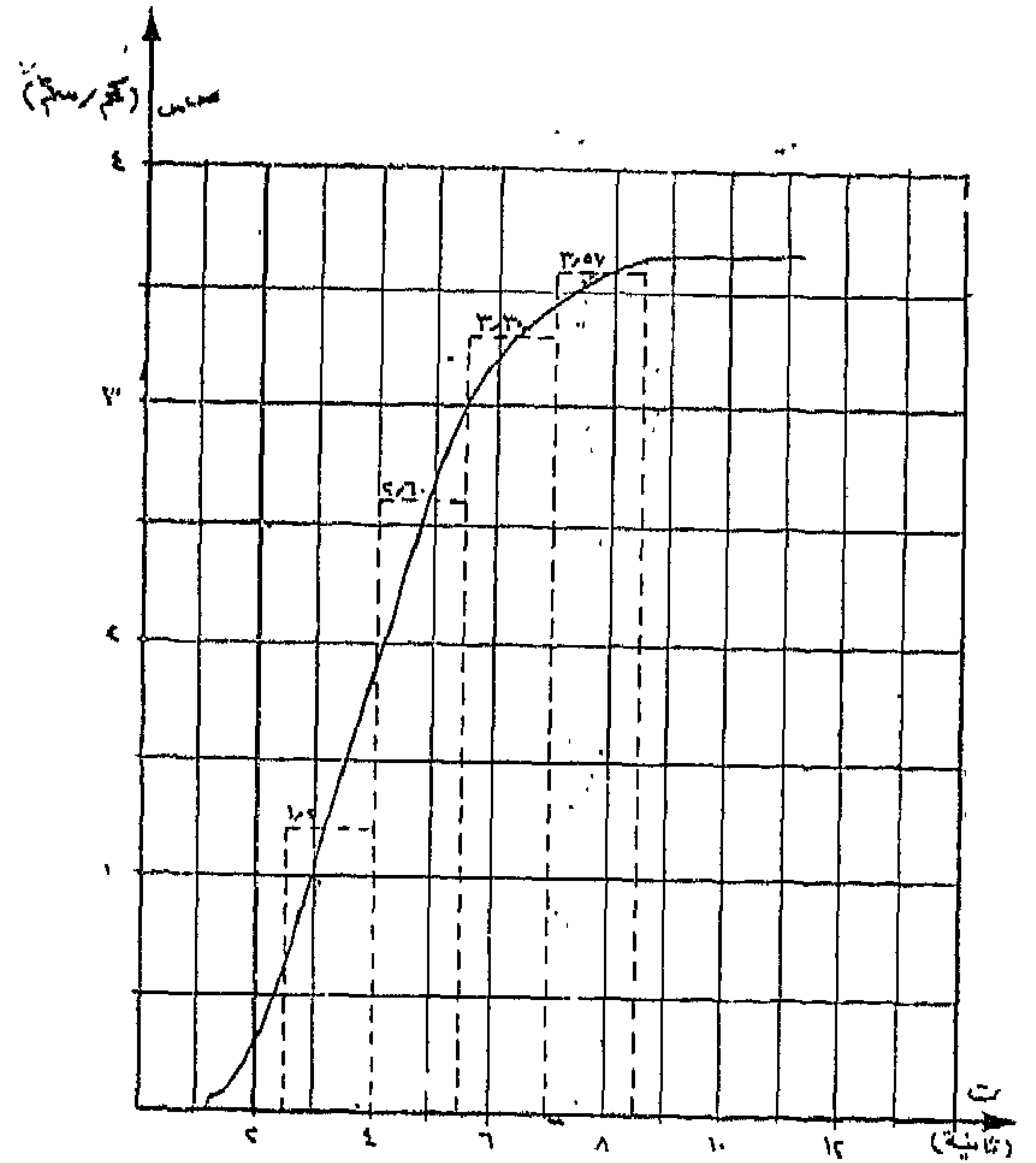
فبالإضافة إلى ما سبق ذكره من تأثير μ . φ على خـواص فرامل عربات الركاب والبضاعة فإن مواصفات الاتحاد الدولى للسكك الحديدية تحدد بعض الخواص الهامة لـكل منهما بالآتى :

بيـــــــان	فرامل قطارات الركاب	فرامل قطارات البضاعة
١ — الزمن اللازم لملأ أسطوانة الفرملة بالهـواء للوصول إلى ٩٥٪ من أقصى قوة تعمل على المكبس	٣ — ٥ ثانية	٣٠ — ٤٠ ثانية
٢ — سرعة الهواء المضغوط داخل المواسير (لغاية ٢٠٠ محور — ½ المحاور مفرمل)	لا يقل عن ٢٥٠م/ث	لا يقل عن ٢٥٠م/ث
٣ — الزمن اللازم عند الفك لتخفيض الضغط الذى يعمل على مكبس أسطوانة الفرملة إلى ٤ر٠ كجم/سم٢	١٥ — ٢٠ ثانية	٤٥ — ٦٠ ثانية
٤ — قيمة تخفيض الضغط اللازم الأقصى بمواسير الهواء المضغوط الرئيسية للحصول لأقصى قوة فرملة	٣ر١ — ٦ر١كجم/سم٢	٣ر١ — ٦ر١كجم/سم٢
٥ — أقصى زمن لازم لفك فرامل القطـار بعد الرباط الكامل	(قطار مكون من ٦٠ محور كلها مفرملة) ٢٥ ثانية	(قطار مكون من ١٥٠ محور ¾ منها مفرمل) ٧٠ ثانية

ففرامل قطارات الركاب تعتبر فرامل سريعة التأثير وذلك للسرعات العالية . وطريقة ربط عرباتها بخلوص قليل . وقصر طول القطارات — أما فرامل عربات البضاعة فهى فرامل بطيئة التأثير للسرعات القليلة وطريقة ربط عرباتها بخلوص كبير وكبر طولها . هذا وتعتبر الفرامل اليدوية من الفرامل بطيئة التأثير .

وشكل (١٤) يبين دياجرام فرق الضغط على جانبي مكبس اسطوانة الفرملة طراز Knorr سريعة التـأثير لقطارات الركاب ويتضح منه أن الزمن اللازم للوصول للضغط ٦٠ر٣ كجم / سم٢ وهو الضغط الأقصى لأسطوانة الفرملة هو حوالى ٦ ثانية . وشكل (١٥) يبين دياجرام الضغط لنفس الفرامل إذا ما حولت بواسطة تعديل فى الصمامات إلى فرامل بطيئة التأثير للعمل فى قطارات البضاعة. وهذين الشكلين يطابقان دياجرام الضغط لفرامل عربات النوم المستوردة من المجر بواسطة سكك حديد الجمهورية العربية المتحدة والمزودة بهذا النوع من الفرامل حسب اختبارات تقرير التسليم للعربة رقم ١١٠٣٣ عام ١٩٦٢ والمزودة باسطوانة فرامل قطر ١٢ بوصة وخزانات هواء سعة كل منها ٥٧ لتراً .

يتضح مما سبق أن قوة الفرملة النوعية التى تعمل على إيقاف القطار . أى قوة الفرملة مقدرة بالكيلو جرام للطن



شكل (١٤) : العلاقة بين الضغط ض س باسطوانة العجلة والزمن ت عند الربط لفرامل سريعة التأثير طراز KNORR

الواحد من وزن القطار . يمكن حسابها عن طريق معرفة معامل الاحتكاك بين القبقاب والعجلة ونسبة فرملة القطار وهى تستنتج كما سبق بيانه من نوع الفرامل أما عن طريقة تأثير هذه القوة على القطار فهى تطابق شكل دياجرام الضغط باسطوانة الفرملة .

٥ — مقاومة السير والهواء م س + هـ :

عند حساب مسافة وزمن الرباط يجب احتساب تأثير مقاومة السير والهواء فهى تعمل كذلك على فرملة القطار ، وهى تنشأ نتيجة لإحتكاك شفة العجلة بالقضيب واحتكاك

شكل (١٥) : العلاقة بين الضغط باسطوانة الفرملة والزمن عند الربط لفرامل بطيئة التأثير طراز KNORR

محور العجلات بكمرة الفخذ وكذا نتيجة لترخيم القضيب ولكثرة الوصلات الموجودة بالسكة وهى تختلف باختلاف نوع العربات أو القاطرة ويمكن حسابها باستخدام المعادلات التالية :

مقاومة السير والهواء للقاطرات الديزل والكهرباء :

$$\text{وق} \times \text{م}_{\text{س+هـ}} = \text{٢٫٥} \times \text{و}_1 + \text{٠٫٥} \times \text{و}_2 + \left(\frac{\text{س} + \text{١٥}}{\text{١٠}}\right)^2 \quad (\text{كجم})$$

حيث :

و_1 = الوزن الواقع على العجل الغير الجار (طنا)

و_2 = الوزن الواقع على العجل الجار (طنا)

$\text{وق} = \text{و}_1 + \text{و}_2$ = الوزن الكلى للقاطرة (طناً).

$\text{م}_{\text{س+هـ}}$ = مقاومة السير والهواء (كجم/الطن من وزن القاطرة).

س = سرعة القاطرة (كم/الساعة).

وتعتبر هذه القاعدة سرعة الريح المضاد ١٥ كم/الساعة

مقاومة السير والهواء لعربات الركاب :

$$\text{م}_{\text{س+هـ}} = \text{١٫٩} + \text{ب} \times \text{س} + \frac{\text{٠٫٤٨}}{\Sigma\,\text{وع}} \times (\text{ن} + \text{٢٫٧}) \times \text{جـ} \times \left(\frac{\text{س} + \text{١٥}}{\text{١٠}}\right)^2 \quad (\text{كم/الطن})$$

حيث :

ب = معامل تأثير عدم تواجد سطح القضبان فى مستوى أفقى واحد .

عربة ذات محورين ب = ٠٫٠٠٧

عربة ذات ٣ محاور ب = ٠٫٠٠٤

عربة ذات ٤ محاور ب = ٠٫٠٠٢٥

ن = عدد العربات ذات وزن Σ وع (طناً)

جـ = معامل تأثير مقاومة الهواء :

فى حالة عربات اركاب طرازات جديدة جـ = ١٫٤٥

فى حالة عربات ركاب طرازات قديمة جـ = ١٫٥٥

مقاومة السير والهواء لعربات البضاعة :

$$\text{م}_{\text{س+هـ}} = \text{٢٫٠} + (\text{٠٫٠٠٧} + \text{أ}) \times \left(\frac{\text{س} + \text{١٥}}{\text{١٠}}\right)^2 \quad (\text{كم/الطن})$$

حيث :

أ = معامل يأخذ فى الاعتبار نوع العربة

أ = ٠٫٠٣٢ عربات مواد خام محملة

أ = ٠٫٠٥٠ قطار به عربات متنوعة

أ = ٠٫١٠٠ قطار فوارغ .

٦ — حساب مسافة وزمن الرباط :

(٦—١) مقدمة :

مما سبق يتضح أن القطار أثناء فرملته يعتبر تحت تأثير قوة فرملة متغيرة وبالتالى عجلة تناقصية متغيرة ، وذلك ناتج عن :

(أ) تغيير الضغط من صفر إلى أقصى ضغط ما بين القبقاب والعجلة عند بداية تشغيل الفرملة فهو يحدث فى فترة وجيزة للفرامل سريعة التأثير وفى فترة كبيرة للفرامل بطيئة التأثير ربما استغرقت ٨٠٪ من الزمن الكلى اللازم لفرملة القطار ،

(ب) التغيير الذى يحدث فى معامل الاحتكاك . نتيجة لتغيير السرعة أثناء فرملة القطار وكذلك لتغيير الضغط ما بين القبقاب والعجلة ،

(جـ) التغيير الذى يحدث فى مقاومات السير والهواء نتيجة لتغيير سرعة القطار .

ولحساب مسافة وزمن الرباط بدقة كبيرة سوف تتبع الطريقة البيانية التى سوف نوجزها فيما بعد .

(٦ — ٢) العلاقة البيانية ور — س ومثلث الزمن :

العلاقة البيانية ور — س هى العلاقة بين قوة الفرملة النوعية الكلية ور مقدرة بالكيلو جرام للطن الواحد من وزن القطار وذلك بعد إضافة مقاومة السير والهواء $م_س + هـ$ إلى قوة الفرملة النوعية ورن ، وبين سرعة القطار س كم / الساعة .

$$ور = ورن + م_س + هـ$$

حيث : ور = قوة الفرملة النوعية الكلية (كجم / الطن)

ورن = قوة الفرملة النوعية (كجم / الطن)

وشكل (١٦ — ا) يبين طريقة تمثيل هذه العلاقة — فإذا ما تواجد قطار على ميل صاعد أو هابط وكان تحت تأثير القوة :

$$ور' = ور + م_ل$$

حيث :

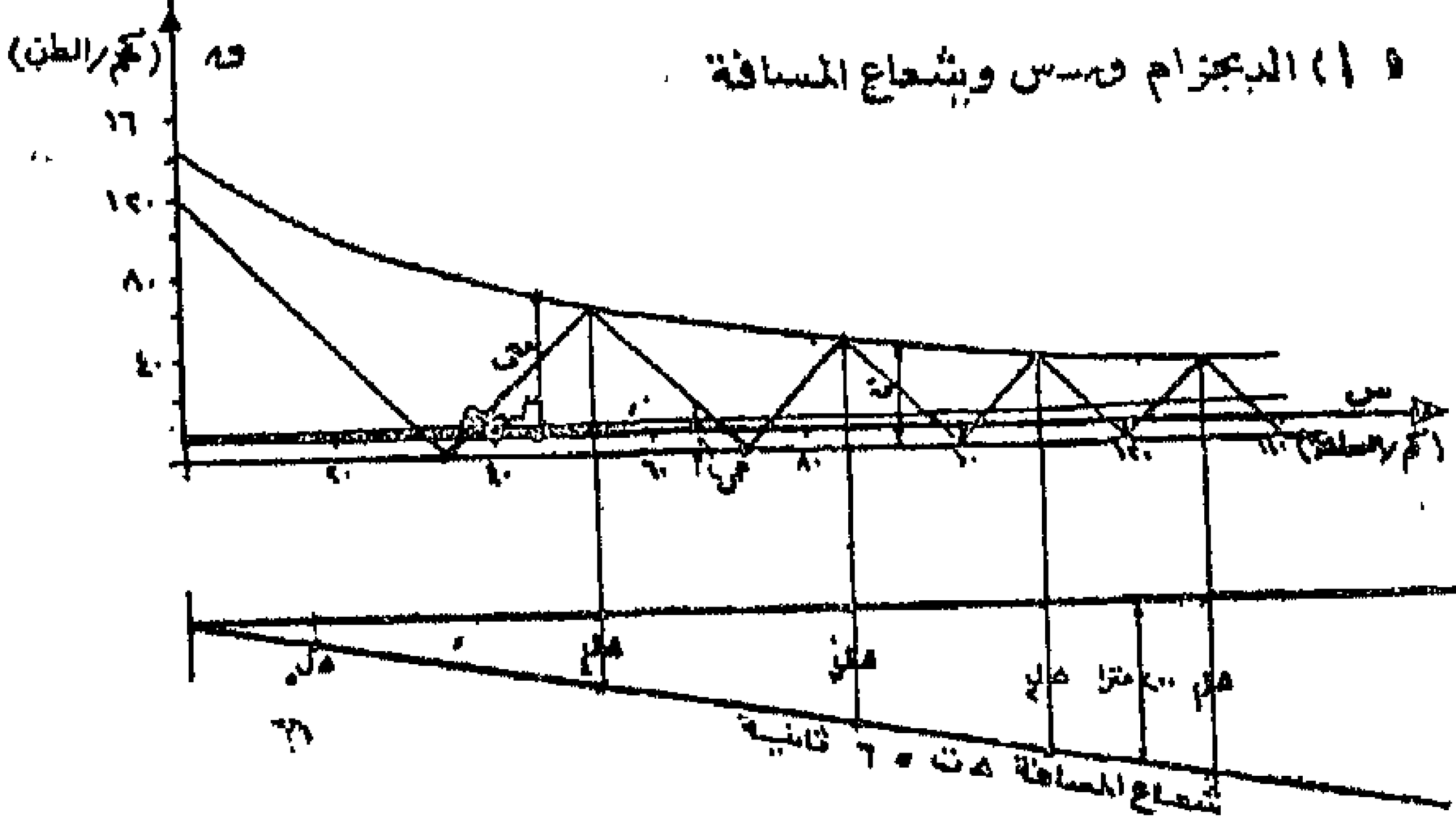
$م_ل$ هو الميل :

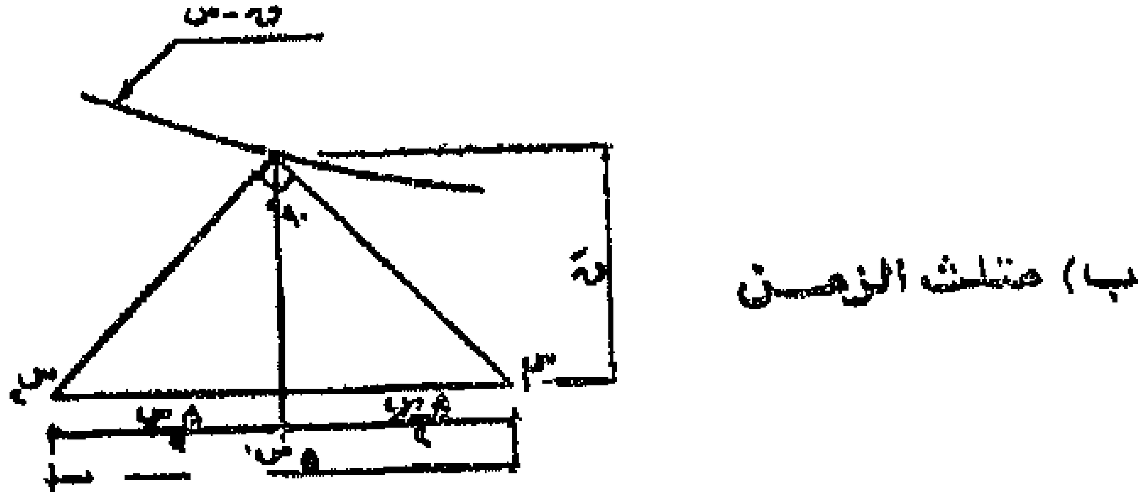
فإنه يكتسب عجلة تناقصية — حسب قوانين نيوتن

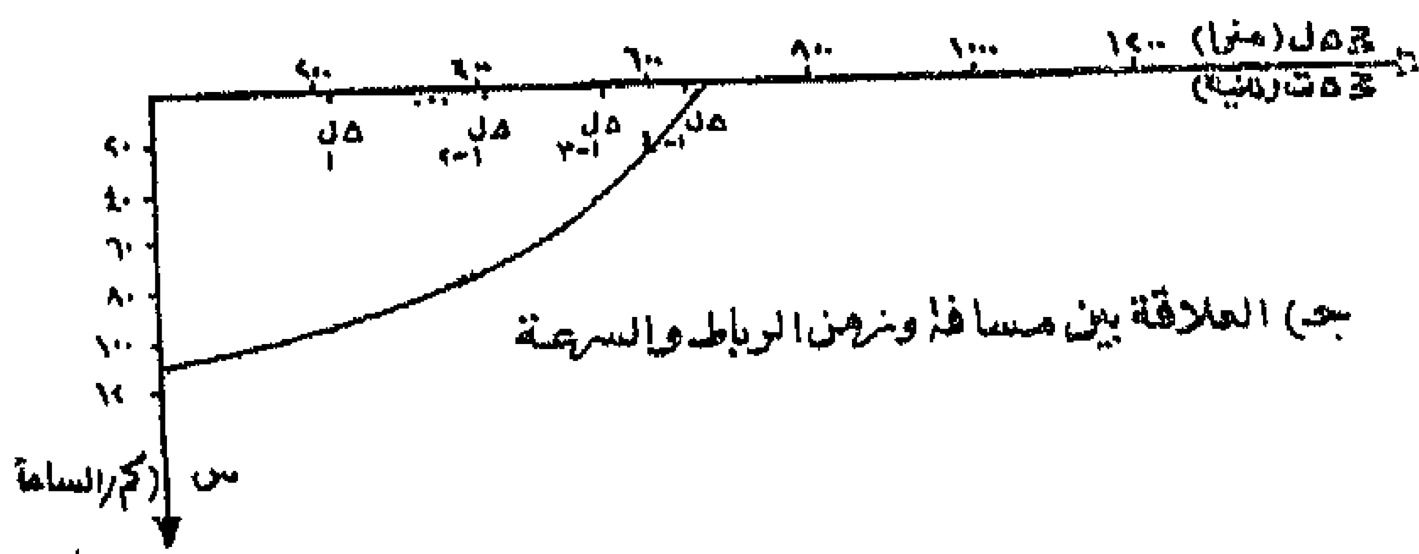
$$ور = ك \times ع$$

ومن قوانين الحركة

$$ع = \frac{د س}{د ت} \quad (م / ث^2)$$







شكل (١٦) : الطريقة البيانية لحساب مسافة وزمن الرباط وعلاقتها بالسرعة للفرامل سريعة التأثير (قطارات ركاب)

حيث :

ك = كتلة الطن الواحد من القطار بالكيلو جرامات محتسباً معها طاقة الدوران .

ع = العجلة ($م / ث^2$)

س = السرعة (م / ث)

$$ور = ك \times \frac{ذ س}{د ت}$$

د س ممكن التعويض عنها بالتغيير الصغير △ س الذى يحدث فى السرعة س فى الفترة الزمنية △ ت — أى أن :

$$△ س = س_1 - س_2$$

حيث :

$س_1$ = سرعة القطار عند بداية الفترة الزمنية Δ ت (م/ث)

$س_2$ = سرعة القطار عند نهاية الفترة الزمنية Δ ت (م/ث)

$$\Delta س = \frac{\Delta س}{٣٫٦} = \frac{س_1 - س_2}{٣٫٦} \quad (م/ث)$$

$$ــ = \frac{١٠٠٠ \times \eta}{٩٫٨١} \quad (كجم.ث^2/م)$$

حيث :

ــ = معامل يأخذ فى الاعتبار طاقة حركة الجزء من كتلة القطار الذى يتحرك حركة دائرية

$$\therefore \bar{و} = \frac{١٠٠٠ \times \eta \times \Delta س}{٩٫٨١ \times \Delta ت \times ٣٫٦}$$

فإذا بينا هذه العلاقة بمثلث « مثلث الزمن » متساوى الساقين قائم الزاوية عند رأسه التى تقع على الخط البيانى « و — س » وقاعدته عبارة عن التغير Δ س كما هو واضح من شكل (١٦ — ب) وذلك لتسهيل حساب مسافة زمن الرباط بالطريقة ، فإن :

$$\frac{\bar{و}}{\Delta س} = \frac{1}{2}$$

فإذا فرض مقياس رسم للقوة

$\bar{و}$ = ١ (كجم/الطن) = $\frac{1}{2}$ م

، η = ١٫٠٧

، Δ ت = ٦ ثانية

فإن مقياس الرسم للسرعة فى هذه الحالة

Δ س = ١ (كم/الساعة) = ١ م

$$\frac{1}{2} = \frac{\bar{و} \times \frac{1}{2}}{\Delta س \times ١}$$

$$\therefore ١ = \frac{\bar{و}}{\Delta س}$$

$$= \frac{١٠٠٠ \times ١٫٠٧ \times \Delta س}{٩٫٨١ \times ٦ \times ٣٫٦ \times \Delta س} = ٥٫٠١ \text{ م}$$

بهذا يتضح أن مثلث الزمن هو العلاقة البيانية بين حركة القطار والممثلة بواسطة التغيير فى السرعة Δ س فى الفترة الزمنية Δ ت وبين القوة النوعية ($\bar{و}$ف + م س+هـ + م ل) المحدثة للعجلة .

(٦ — ٣) الطريقة البيانية لحساب مسافة وزمن الرباط لقطار ركاب :

يمكن تلخيص هذه الطريقة فى الخطوات التالية :

(أ) نرسم المنحنى و — س بمقياس رسم حسب السابق ذكره وذلك لأقصى ضغط باسطوانة الفرملة وهو ما يعادل نسبة الفرملة القصوى المذكورة للقطار .

(ب) يرسم شعاع المسافة وهو عبارة عن خط مستقيم يعطى المسافة التى يقطعها القطار فى الفترة الزمنية Δ ت وذلك للسرعة المتوسطة لهذه الفترة ، وهو يحدد بتوصيل نقطة الأصل بنقطة تبعد بمسافة ٢٠٠ متراً عن المحور الأفقى عند السرعة ١٢٠ كم / الساعة إذا كانت الفترة الزمنية Δ ت = ٦ ثانية ، أو ١٠٠ متراً إذا كانت الفترة الزمنية = ٣ ثانية وهكذا — مقياس رسم هذه المسافة هو نفس مقياس رسم المسافات الأفقية المراد تمثيل العلاقة بينها وبين الزمن .

(حـ) لتسهيل الحساب سوف نعتبر أن القطار يسير

بدون فرملة ١٫٢ ثانية من البداية الفعلية لتأثير الفرملة المتغيرة ، ثم تحت قوة فرملة قصوى تعادل أقصى ضغط باسطوانة الفرملة *، يرسم سلسلة من المثلثات المتساوية الساقين القائمة الزاوية عند رأسها والتى تقع على المنحنى ه — س وقاعدتها تبعد عن محور السرعات الأفقى بمقدار مقاومة الميل وذلك إلى أسفل مضافاً إليها مقاومة المنحنى إذا كان القطار فى الاتجاه الصاعد للميل وأعلى مطروحاً منها مقاومة المنحنى وذلك إذا كان القطار فى الاتجاه النازل للميل — قاعدة أول مثلث تبدأ فى الاتجاه الأفقى عند السرعة التى يبدأ عندها فرملة القطار — شكل (١٦ — أ) .

(ى) تمثل العلاقة بين المسافة $\Sigma \triangle$ ل (وتؤخذ للفترات المتتالية من شعاع المسافة) والزمن $\Sigma \triangle$ ت (وهو عبارة عن مكررات الفترات الزمنية $\triangle$ت حسب عدد المثلثات وأجزائها) وكذلك السرعة س (وتؤخذ من نقطة تقاطع العمود النازل من نهاية قاعدة كل مثلث على المحور الأفقى) إذا كان ذلك مطلوباً كالمبين تحت شكل (١٦ — جـ) .

ويصبح زمن الرباط الكلى عبارة عن $\Sigma \triangle$ ت + ١٫٢ مع إضافة الآتى :

(أ) الزمن اللازم من لحظة تشغيل صمام الفرملة بواسطة السائق لغاية بدأ ارتفاع الضغط فى بداية مواسير الهواء المضغوط وتساوى لفرامل قطارات الركاب ١٫٠ ثانية ولفرامل قطارات البضاعة ١٫٥ ثانية ،

(ب) الزمن اللازم لوصول الهواء المضغوط إلى مسافة متوسط بالقطار ويساوى لقطارات البضاعة طول ٦٠٠ متراً ٢ ثانية ولقطارات الركاب طول ٣٠٠ متراً حوالى ١ ثانية لسرعة متوسط للهواء المضغوط ١٥٠م/ث — أ ، ب يمكن إهمالها فى حالة التشغيل الكهربائى للصمامات ،

* سوف يأتى تعليل ذلك فيما بعد .

(جـ) الزمن اللازم لنقل حركة المكبس إلى القباقيب ويساوى ٢ ثانية لقطارات الركاب والبضاعة .

وعليه فإن زمن الرباط الكلى لقطارات الركاب

= ($\Sigma \triangle$ت + ١٫٢) + ١٫٠ + ١٫٠ + ٢٫٠

= ($\Sigma \triangle$ ت + ١٫٢) + ٥٫٠ ثانية

وزمن الرباط الكلى لقطارات البضاعة

= $\Sigma \triangle$ ت + ١٫٥ + ٢٫٠ + ٢٫٠

= $\Sigma \triangle$ ت + ٥٫٥ ثانية

وتصبح مسافة الرباط لقطارات الركاب

$$ل = \Sigma \triangle ل + (١٫٢ + ٤) \times \frac{س \times ١٠٠٠}{٦٠ \times ٦٠} \text{ (متراً)}$$

ومسافة الرباط لقطارات البضاعة

$$ل = \Sigma \triangle ل + ٥٫٥ \times \frac{س \times ١٠٠٠}{٦٠ \times ٦٠} \text{ (متراً)}$$

حيث س السرعة المراد فرملتها .

٦ — ٤) الطريقة البيانية لحساب مسافة وزمن الرباط لقطارات البضاعة :

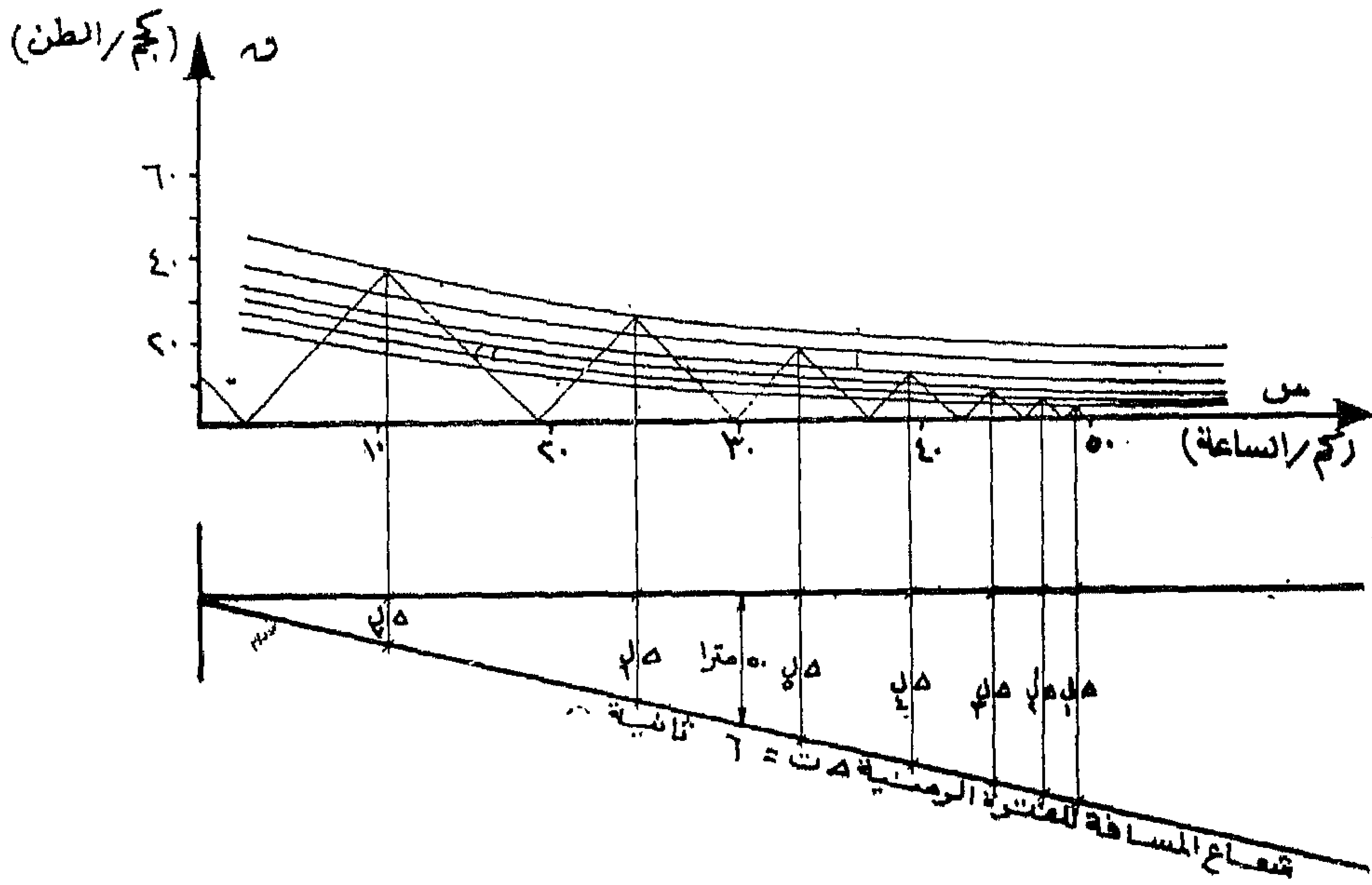
لتسهيل حساب مسافة وزمن الرباط لقطارات الركاب اعتبرنا أن القطار يسير بدون فرملة ١٫٢ ثانية من البداية الحقيقية لتأثير قوة الفرملة المتغيرة ، ثم تحت تأثير قوة الفرملة القصوى كما سبق ذكره — وحيث أن الزمن اللازم لوصول الضغط باسطوانة الفرملة لأقصى قوة لقطارات البضاعة حوالى ١٠ أضعاف هذا الزمن لفرامل قطارات الركاب فإن هذا التقريب لا يمكن اتباعه ، وعليه :

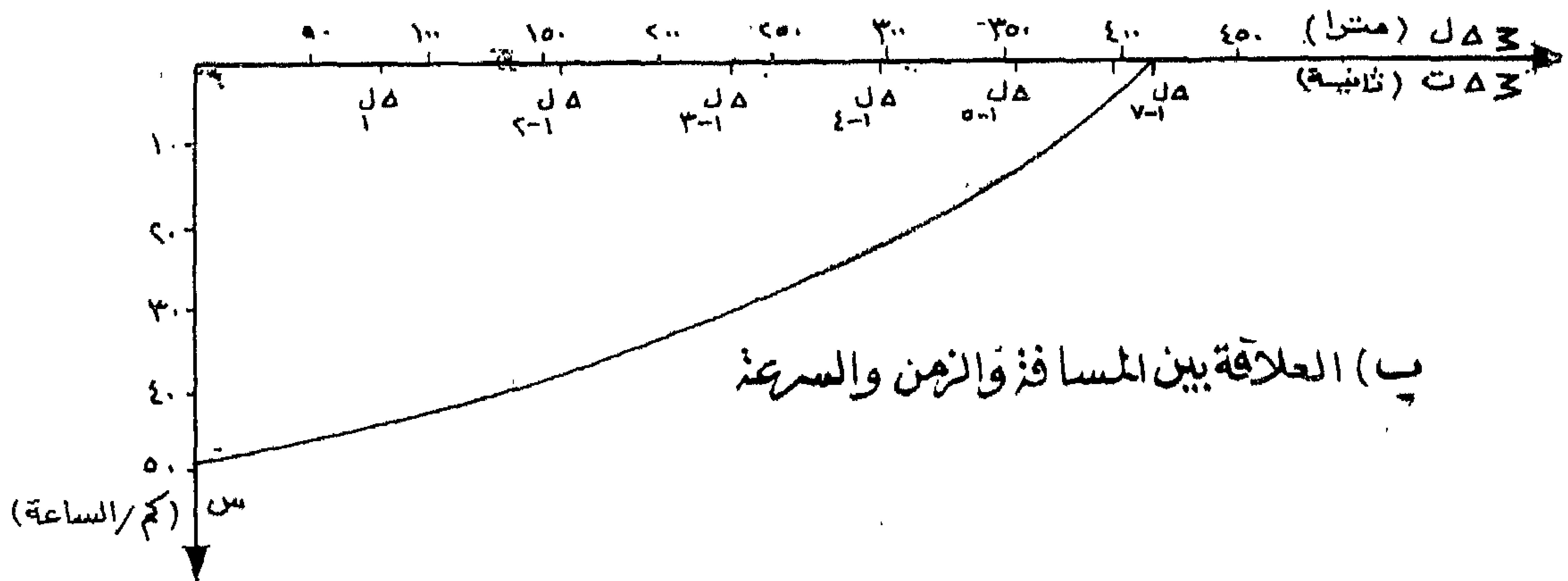
يقسم الجزء من المنحنى ض‌س — ت الذى يناظر منحنى القوة ق — ت من بدايه تأثير قوة الفرملة لغاية الوصول لأقصى مدى لها والتى تناظر نسبة الفرملة المحددة للقطار إلى عدة أقسام يساوى طول كل منهما الفترة الزمنية △ ت المناظرة لمثلث الزمن ، ويستنتج من المنحنى ض‌س — ت نسبة الفرملة المتوسطة المناظرة لهذه الفترة .

مثـال :

للفرامل المذكورة تحت — الشكل (١٥) لنسبة فرملة قطار بضاعة ٣٠ ٪ .

أ) الديجرامات ر‌ـس وشعاع المسافة





شكل (١٧) : الطريقة البيانية لحساب مسافة وزمن الرباط المفرامل بطيئة التأثير (قطارات البضاعة)

الضغط الأقصى باسطوانة الفرملة = ٣٫٦٠ كجم/سم^٢

الضغط المتوسط المناظر للفترة الزمنية الأولى = ٠٫٦٨ كجم/سم^٢

∴ نسبة فرملة القطار المتوسط فى فترة ٦ ثوانى الأولى من بدء تأثير الفرملة :

$$= \frac{٠٫٦٨}{٣٫٦٠} \times ٣٠ = ٥٫٧ ٪ ،$$

نسبة فرملة القطار المتوسطة فى الفترة الزمنية الثانية :

$$= \frac{١٫٦٠}{٣٫٦٠} \times ٣٠ = ١٣٫٣ ٪ ،$$

وهكذا بالنسبة لباقى الفترات الزمنية .

يحسب لكل نسبة فرملة العلاقة ى — س ويضاف إليها مقاومة السير والهواء م س+هـ وبذلك ينتج مجموعة من المنحنيات ى — س يناظر كل منها مثلث من مثلثات الزمن كما هو مبين بالشكل (١٧) ، ويتبع بعد ذلك نفس خطوات حساب مسافة وزمن الرباط لقطارات الركاب .

(٦ — ٥) مسافة وزمن الرباط لقطارات الركاب :

سوف تحسب مسافة وزمن الرباط لقطار ركاب وزن عرباته ٣٥٠ (طناً) ونسبة فرملتها ٨٠٪ ، تجرها قاطرة ديزل قدرة ٢٠٠٠ حصان وزنها ٧٨ (طناً) وكل محاورها جارة ونسبة فرملتها ٥٥٪ ، وهو ما يتمشى مع مواصفات سكك حديد الجمهورية العربية المتحدة فيما يختص بنسبة الفرامل ، وجدول ١ يعطى قيمة م س+هـ حسب القواعد السابق ذكرها تحت البند ٥ على فرض أن القطار يتكون من تسعة عربات عدد المحاور لكل منها أربعة .

وجدول ٢ يعطى العلاقة ى — س للقطار السابق لنسبة فرملة ٧٥٪ بعد الوصول لأقصى ضغط باسطوانة الفرملة لمعامل الاحتكاك φ الأقل حسب تجارب Reckel

« جدول رقم ١ »

مقاومة السير والهواء م س+هـ (كجم/الطن)

لقطار ركاب يتكون من قاطرة ديزل وزنها ٧٨ (طناً) ، عربات وزنها ٣٥٠ (طناً)

س (كم الساعة)	عربات م س+هـ	قاطرة م س+هـ	قطار م س+هـ
١٠	٢٫٠٩	٥٫٣٢	٢٫٦٨
٣٠	٢٫٥١	٦٫٠٤	٣٫١٦
٥٠	٣٫١٢	٧٫١٦	٣٫٨٦
٧٠	٣٫٩٢	٨٫٧٠	٤٫٨٠
٩٠	٤٫٩٢	١٠٫٦٥	٦٫٠٠
١١٠	٦٫١٠	١٣٫٠٠	٧٫٣٥
١٣٠	٧٫٥٠	١٥٫٨٠	٨٫٩٥

نسبة فرملة القطار = (٧٨ × ٠٫٥٥ + ٣٥٠ × ٠٫٨٠) / (٣٥٠ + ٧٨) × ١٠٠ = ٧٥٪

لتعيين معامل الاحتكاك φ حسب الضغط بين القبقاب والعجلة ضب للفرامل طراز Kunze-Knorr سريعة التأثير بمعلومية الآتى :

قطر اسطوانة الفرملة = ٤٥ سم ، قوة السست المعاكسة لحركة المكبس قَ = ١٨٠ كجم

« جـدول رقم ٢ »

العلاقة بين السرعة س (كم/الساعة) وقوة الفرملة ف (كجم/الطن)

لنسبة فرملة قطار ركاب ٧٥٪ بعد بلوغ الضغط باسطوانة الفرملة إلى أقصى قيمة (معاملات الإحتكاك حسب Reckel)

س كم/الساعة	١٠	٣٠	٥٠	٧٠	٩٠	١١٠	١٣٠
φ كجم/الطن	١٧٥	١٢٨	١٠٦	٩٢	٨٥	٨٠	٧٥
ف = ٠٫٧٥ × φ	١٤١	٩٦	٧٩	٦٩	٦٤	٦٠	٥٦
مس + م كجم/الطن	٢٫٧	٣٫٢	٣٫٩	٤٫٨	٦٫٠	٧٫٤	٩٫٠
ف كجم/الطن	١٤٣٫٧	٩٩٫٢	٨٢٫٩	٧٣٫٨	٧٠٫٠	٦٧٫٤	٦٥٫٠

« جـدول رقم ٣ »

العلاقة بين مسافة وزمن الرباط لقطار ركاب نسبة فرملته ٧٥٪

س كم/الساعة	٨٠		١٠٠		١٢٠		١٤٠	
الميل ٪	المسافة مترا	الزمن ثانية	المسافة مترا	الزمن ثانية	المسافة مترا	الزمن ثانية	المسافة مترا	الزمن ثانية
صفر ٪	٤٥٨	٣١٫٧	٧٠٥	٤١٫٢	١٠٢٣	٥٠٫٢	١٣٨٧	٥٩٫٢
— ١٠٪	٥٠٢	٣٥٫٥	٨٠٥	٤٦٫٢	١١٧٣	٥٨٫٢	١٥٩٨	٦٧٫٧

عدد القباقيب فى العربة = ١٦ ، مسطح القبقاب = ٥٠٤ سم^2

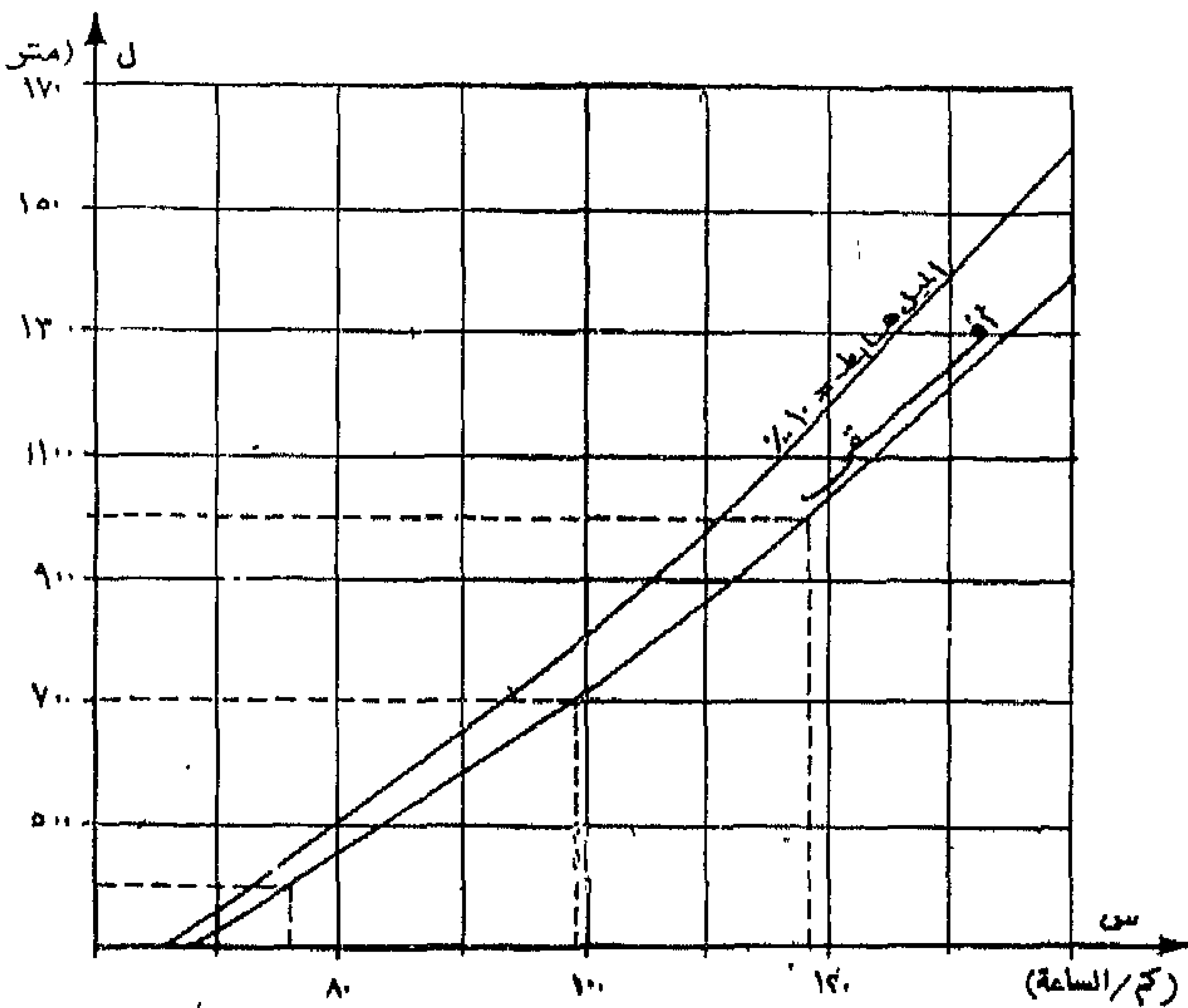
معامل الانتقال α = ٨٫٩٧ ، كفاءة الانتقال β = ٠٫٩٧

$$\text{ق س} = \text{ض س} \times \text{ح س} - \text{قَ} = ٣٫٦٠ \times \frac{٣٫١٤ \times ٤٥^2}{٤} - ١٨٠ = ٥٥٢٠ \text{ كجم}$$

$$\text{ض ب} = \frac{٥٥٢٠ \times ٨٫٩٧ \times ٠٫٩٧}{١٦ \times ٥٠٤} = ٦ \text{ كجم/سم}^2$$

وفى شكل (١٨) حسبت مسافة وزمن الرباط لفرملة القطار من السرعات ٨٠ ، ١٠٠ ، ١٢٠ ، ١٤٠ إلى صفر (كم / الساعة) بالطريقة البيانية لقطار متواجد على الأفقى ، وبالمثل يمكن حساب مسافة وزمن الرباط ل إذا ما تواجد القطار على ميول مختلفة ، وفى جدول ٣ وشكل (١٩) تتبين العلاقة بين مسافة وزمن الرباط للسرعات السابقة على ميل صفر ، ١٠٪ لقطار نسبة فرملته ٧٥٪

شكل (١٨) : حساب مسافة وزمن الرباط لقطار ركاب نسبة فرملته المئوية ٧٥٪ للسرعات ٨٠ ، ١٠٠ ، ١٢٠ ، ١٤٠ كم/الساعة متواجد على الأفقى



شكل (١٩) : العلاقة بين المسافة ل والسرعة س لقطار ركاب (نسبة فرملة القطار ٧٥٪)

« جــدول رقم ٤ »

مقاومة السير والهواء م س+هـ لقطار بضاعة وزن عرباته المتنوعة

١٠٠٠ (طناً) تجره قاطرة ديزل وزنها ٧٨ (طناً) كل محاورها جاره

س كم/الساعة	١٠	٢٠	٤٠	٦٠	١٠٠
م س+هـ للقاطرة	٥٫٣٢	٥٫٦٣	٦٫٥٥	٧٫٨٩	١١٫٨٠
م س+هـ للعربات	٢٫٣٦	٢٫٧٠	٣٫٧٢	٥٫٢١	٧٫٥٣
م س+هـ للقطار	٢٫٥٧	٢٫٩٠	٣٫٩٣	٥٫٤٠	٧٫٨٥

« جــدول رقم ٥ »

نسبة الفرملة المتغيرة أثناء ارتفاع الضغط باسطوانة الفرملة عند بدء التشغيل

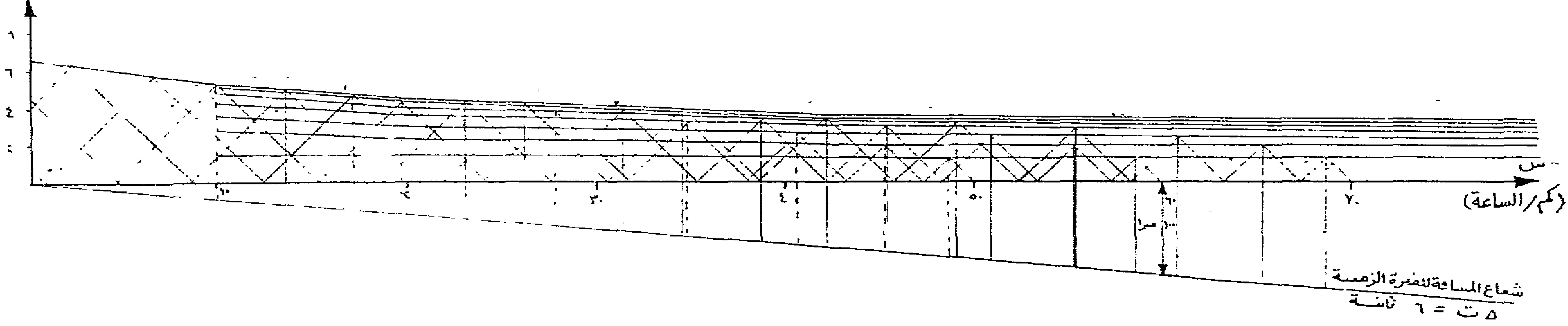
الفترة (٦ ثانيــة)	$\triangle$ت١	$\triangle$ت٢	$\triangle$ت٣	$\triangle$ت٤	$\triangle$ت٥	$\triangle$ت٦	$\triangle$ت٧
ض س كجم/سم٢	٠٫٦٨	١٫٦٠	٢٫٣٠	٢٫٨٥	٣٫٢٧	٣٫٥٣	٣٫٦٠
ض س /٣٫٦٠	٠٫١٨٩	٠٫٤٤٤	٠٫٦٣٩	٠٫٧٩١	٠٫٩٠٧	٠٫٩٨٠	١٫٠٠٠
نسبة فرملة قصوى ٢٠٪	٣٫٧٨	٨٫٨٨	١٢٫٧٨	١٥٫٨٢	١٨٫١٤	١٩٫٦٠	٢٠٫٠٠
نسبة فرملة قصوى ٣٠٪	٥٫٦٧	١٣٫٣٢	١٩٫١٧	٢٣٫٧٣	٢٧٫٢١	٢٩٫٤٠	٣٠٫٠٠
نسبة فرملة قصوى ٤٠٪	٧٫٥٦	١٧٫٧٦	٢٥٫٥٦	٣١٫٦٤	٣٦٫٢٨	٣٩٫٢٠	٤٠٫٠٠
نسبة فرملة قصوى ٥٠٪	٩٫٤٥	٢٢٫٢٠	٣١٫٩٥	٣٩٫٥٥	٤٥٫٣٥	٤٩٫٠٠	٥٠٫٠٠

« جدول رقم ٦ »

العلاقة حف — س لنسبة الفرمله ٣٠٪ للضغوط المتوسطه أثناء بدء الرباط

(معاملات الإحتكاك حسب Reckel)

ضس كجم/سم٢	نسبة الفرملة المناظرة للضغط ضس	ضب كجم/سم٢	φ أو حف	السرعه س كم/الساعه ١٠	٢٠	٤٠	٦٠	١٠٠
٠٫٦٨	٥٫٧٠	٠٫٨٠	φ	٢٣٢	١٨٦	١٥٠	١٣٠	١١٠
			حف	١٣٫٢	١٠٫٦	٨٫٥	٧٫٤	٦٫٣
١٫٦٠	١٣٫٣٢	٢٫٦٤	φ	١٩١	١٥٤	١٢٦	١٠٧	٩٢
			حف	٢٥٫٥	٢٠٫٥	١٦٫٨	١٤٫٢	١٢٫٣
٢٫٣٠	١٩٫١٧	٤٫٠٢	φ	١٧٨	١٤٤	١١٨	١٠٠	٨٦
			حف	٣٤٫٠	٢٧٫٥	٢٢٫٥	١٩٫١	١٦٫٥
٢٫٨٥	٢٣٫٧٣	٥٫١٨	φ	١٧٣	١٤٠	١١٣	٩٦	٨٢
			حف	٤١٫٢	٣٣٫٣	٢٦٫٨	٢٢٫٨	١٩٫٥
٣٫٢٧	٢٧٫٢٠	٥٫٩٣	φ	١٧٠	١٣٦	١١٠	٩٣	٧٩
			حف	٤٦٫٢	٣٧٫٠	٣٠٫٠	٢٥٫٣	٢١٫٥
٣٫٥٣	٢٩٫٤٠	٦٫٤٥	φ	١٦٨	١٣٤	١٠٨	٩٢	٧٧
			حف	٤٩٫٥	٣٩٫٤	٣١٫٧	٢٧٫٠	٢٢٫٦
٣٫٦٠	٣٠٫٠٠	٦٫٦٢	φ	١٦٨	١٣٣	١٠٧	٩١	٧٦
			حف	٥١٫٠	٤٠٫٠	٣٢٫١	٢٧٫٣	٢٢٫٨



المسافة الكلية = ٧٤٠ + ٥٫٥ × $\frac{٧٠}{٣٫٦}$ = ٨٤٧ مترا

الزمن الكلي = ٦٥٫٥ ثانية

٦ ١٢ ١٨ ٢٤ ٣٠ ٣٦ ٤٢ ٤٨ ٥٤ ٦٠

المسافة الكلية = ٥٦٠ + ٩٢ = ٦٥٢ مترا

الزمن الكلي = ٤٦ + ١١٫٥ = ٥٧٫٥ ثانية

٦ ١٢ ١٨ ٢٤ ٣٠ ٣٦ ٤٢ ٤٨

المسافة الكلية = ٤١٥ + ٧٧ = ٤٩٢ مترا

الزمن الكلي = ٤٣ + ٥٫٥ = ٤٨٫٥ ثانية

٦ ١٢ ١٨ ٢٤ ٣٠ ٣٦ ٤٢ ٤٣

شكل (٢٠) حساب زمن ومسافة الرباط لقطار بضاعة للسرعات ٧٠، ٦٠، ٥٠ كم/الساعة،
ﻫ ل = صفر ٪، نسبة فرملة القطار = ٣٠ ٪

(٦ — ٦) مسافة وزمن الرباط لقطارات البضاعة

سوف يحسب مسافة وزمن الرباط لقطار بضاعة وزن عرباته المتنوعة ١٠٠٠ (طناً) تجره قاطرة ديزل قدرة ٢٠٠٠ حصان المذكورة تحت البند ٦ — ٥ ، وجدول ٤ يبين مقاومة السير والهواء م س + ه لهذا القطار حسب القواعد السابق ذكرها تحت البند ٥ .

وجدول ٥ يبين قيمة نسبة الفرملة المتغيرة أثناء تغير الضغط باسطوانة الفرملة عند بدء الرباط حسب ما هو مبين فى المثال تحت البند ٦ — ٤ لنسب فرملة قصوى ٢٠ ، ٣٠ ، ٤٠ ، ٥٠ ٪ .

وجدول ٦ يبين مثال لطريقة حساب العلاقات ىن — س لنسبة فرملة القطار القصوى ٣٠ ٪ وذلك للضغوط المتوسطة عند فترات الزمن المتتالية حتى الوصول لأقصى ضغط باسطوانة الفرملة .

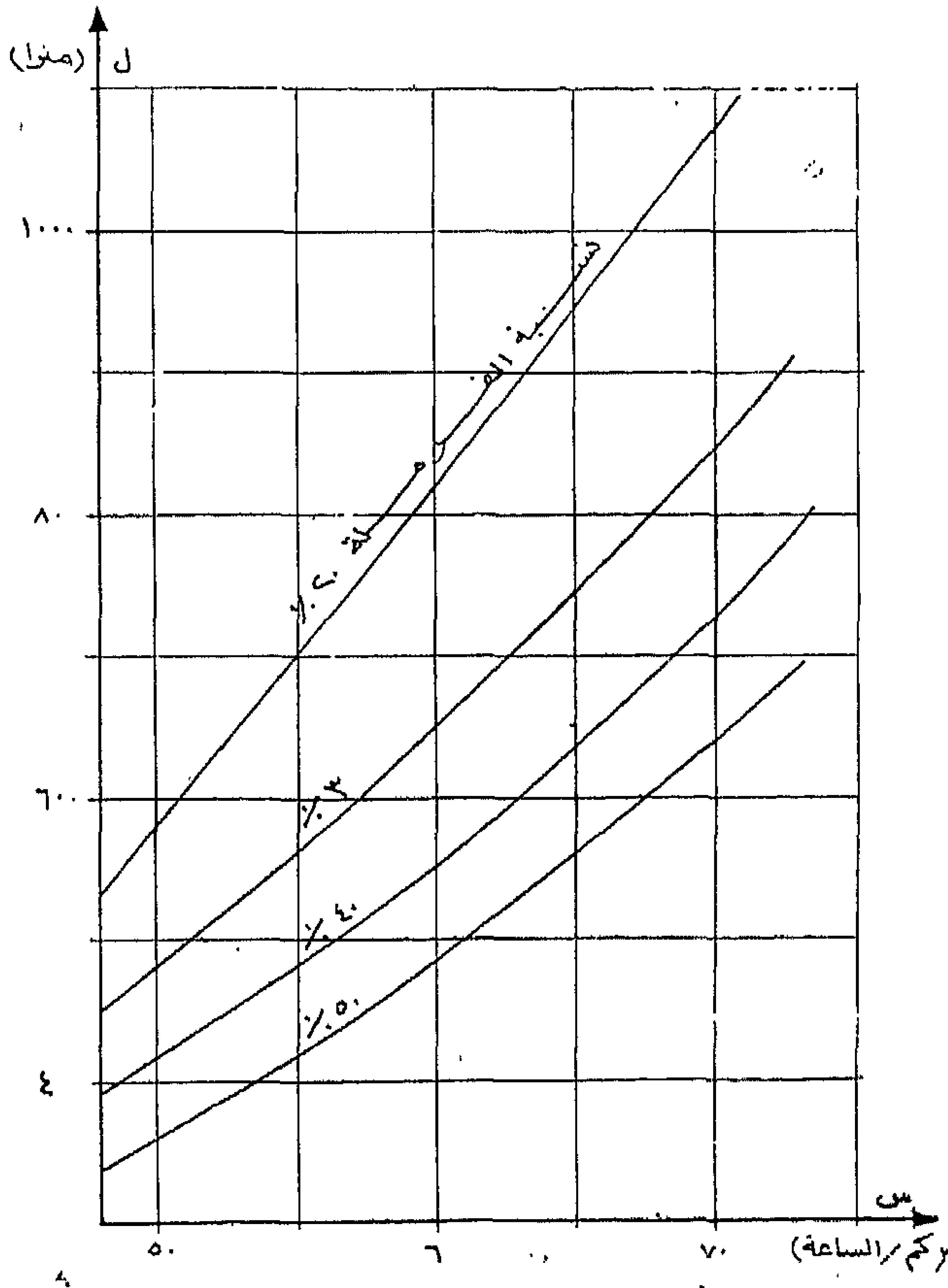
حسبت ض ب فى هـذا الجدول للفرامل طراز Hildebrand-Knorr لعربات البضاعة مثل ماهو مبين تحت البند ٦ — ٥ بمعلومية التالى .

قطر اسطوانة الفرملة	= ٢٥٥ مم
عدد اسطوانة الفرامل بالعربة	= واحدة
قوة السست المعاكسة ق َ	= ١٤٠ كجم
عدد القباقيب فى العربة	= ٨
مسطح القبقاب	= ٣٣٦ سم٢
$\beta = ٠٫٩٨ \; 6 \; \alpha$	= ١٠٫٧

وجدول ٧ يبين العلاقات ىن — س المناظرة للعلاقات ىن — س وذلك بعد إضافة مقاومة السير والهواء .

وشكل (٢٠) يبين طريقة حساب مسافة وزمن الرباط لنسبة فرملة القطار ٣٠ ٪ على ميل صفر ٪ لفرملة القطار من السرعات ٥٠ ، ٦٠ ، ٧٠ إلى صفر كم/ الساعة* .

وبالمثل يمكن حساب مسافة وزمن الرباط ل للسرعات السابقة إذا كانت نسبة فرملة القطار ٢٠ ، ٤٠ ، ٥٠ ٪ وهى كالمبينة بالجدول ٨ وبالشكل (٢١) .



شكل (٢١) : العلاقة بين المسافة ل والسرعة س لنسب فرملة مختلفة لقطارات البضاعة

* اتبعت هذه الطريقة لحساب مسافة وزمن الرباط قطارات الركاب وقد أخذت الفترة الزمنية △ ت = ٠٫٥ ثانية حتى تتناسب مع الزمن القليل اللازم لرفع الضغط إلى أقصاه عند بدء التشغيل كما هو مبين بشكل (١٤) ، ووجد أنها تعطى زيادة فى زمن الرباط = ١٫٢ ثانية وفى مسافة الرباط = $\frac{١٫٢ \times س}{٣٫٦٠}$ (متراً) حيث س السرعة المراد فرملتها عن زمن ومسافة الرباط المستنتجين بفرض أن القطار يسير تحت تأثير فرملته القصوى منذ لحظة تشغيل صمام الفرملة .

« جـدول رقم ٧ »

العلاقة ں ـــ س المناظرة لفترات الزمن المتتالية عند بدء الرباط حتى الوصول لأقصى ضغط بأسطوانة الفرملة (ں = ںف + مس + ه)

△ ت (٦ ثانية)	القوة النوعية ق (كجم / الطن) عند السرعة س (كم/الساعة) ١٠	٢٠	٤٠	٦٠	١٠٠
△ $ت_١$	١٥ر٨	١٣ر٥	١٢ر٤	١٢ر٨	١٤ر١
△ $ت_٢$	٢٨ر١	٢٣ر٤	٢٠ر٧	١٩ر٦	٢٠ر١
△ $ت_٣$	٣٦ر٦	٣٠ر٤	٢٦ر٤	٢٤ر٥	٢٤ر٤
△ $ت_٤$	٤٣ر٨	٣٦ر٢	٣٠ر٧	٢٨ر٢	٢٧ر٤
△ $ت_٥$	٤٨ر٨	٣٩ر٩	٣٣ر٩	٣٠ر٧	٢٩ر٤
△ $ت_٦$	٥٢ر١	٤٢ر٣	٣٥ر٦	٣٢ر٤	٣٠ر٥
△ $ت_٧$	٥٣ر٦	٤٢ر٩	٣٦ر٠	٣٢ر٧	٣٠ر٧

« جـدول رقم ٨ »

العلاقة بين مسافة وزمن الرباط لقطار بضاعة متواجد على الأفقي وذلك لنسب فرملة وسرعات مختلفة

س (كم/الساعة)	٥٠		٦٠		٧٠	
نسبة الفرملة	المسافة (متراً)	الزمن (ثانية)	المسافة (متراً)	الزمن (ثانية)	المسافة (متراً)	الزمن (ثانية)
٢٠٪	٥٨٢	٦٢ر٥	٨٢٠	٧٤ر٠	١٠٧٧	٨٦ر٠
٣٠٪	٤٨٢	٤٨ر٥	٦٥٢	٥٧ر٥	٨٤٧	٦٥ر٥
٤٠٪	٤١٧	٤٢ر٠	٥٥٤	٤٨ر٦	٧٣١	٥٥ر٠
٥٠٪	٣٥٧	٣٥ر٥	٤٨٨	٤١ر٥	٦٤٢	٤٧ر٥

٧ — ملخص ومناقشة النتائج :

تنقسم الفرامل إلى نوعين هامين : فرامل سريعة التأثير لقطارات الركاب وأخرى بطيئة التأثير لقطارات البضاعة . ويمكن الحصول على فرامل ذات كفاءة عالية لكل من النوعين فبالنسبة لفرامل قطارات الركاب عن طريق رفع الضغط باسطوانة الفرملة بواسطة صمامات منها ما يعمل بربطه بسرعة القطارات ومنها ما يعمل بربطه بمعامل الاحتكاك بين القبقاب والعجلة φ ، وبالنسبة لفرامل قطارات البضاعة عن طريق مغير يرفع من قيمة معامل انتقال قوة مكبس أسطوانة الفرملة إلى القباقيب ، وبذلك يمكننا الاستفادة من أقصى مدى لحد التماسك بين العجلة والقضيب .

والنسبة المئوية لفرملة القطار تعبر عن القوة النوعية التى تعمل على فرملة القطار ، ويمكن حسابها بسهولة فى كل من فرامل قطارات الركاب والبضاعة سواء للفرامل الشائعة الاستعمال الآن أو للفرامل ذات الكفاءة العالية حيث تتغير هذه النسبة تحت ظروف معينة ، ومن المعتاد لتسهيل حساب هذه النسبة عند تكوين القطارات أن يكتب على كمرة الفخذ لأى عربة مزودة بفرامل قيمة القوة ق ما بين مجموعة القباقيب والعجلات لحالات استخدام الفرملة المختلفة لهذه العربة ، وذلك بالإضافة إلى كتابة وزن العربة وهى فارغة وكذلك حمولتها وسرعتها القصوى .

$$\text{النسبة المئوية لفرملة القطار} = \frac{\text{مجـ ق}}{\text{ور} + \text{مجـ وع}} \times ١٠٠$$

وتحدد مواصفات سكك حديد الجمهورية العربية المتحدة هذه النسب لعربات الركاب والبضاعة مابين ٨٠ ، ٩٠٪ وللقاطرات بحوالى ٥٥٪ .

ولحساب مسافة الرباط اتبعت طريقة بيانية مبسطة ودقيقة بحيث أخذ فى الاعتبار التغيير الذى يحدث فى الضغط أثناء بدء الرباط وذلك للرباط العادى وكذلك التغيير الذى يحدث فى معامل الاحتكاك φ كلما اختلف الضغط أو السرعة ، وللأمان أخذت أقل معاملات احتكاك φ والمحسوبة بواسطة تجارب أجريت أثناء سير القطار ، هذا بالإضافة إلى أنه بواسطة هذه الطريقة يمكننا استنتاج زمن الرباط والمطلوب معرفته عند حساب زمن السفر .

وشكل (١٩) يعطى العلاقة بين مسافة الرباط والسرعة س لقطار ركاب مزود بفرامل عادية وزن عرباته ٣٥٠ طناً ونسبة فرملتها ٨٠٪ ووزن قاطرته ٧٨ طناً ونسبة فرملتها ٥٥٪ أى أن نسبة فرملة القطار ٧٥٪ وهو ما يتمشى مع مواصفات سكك حديد الجمهورية العربية المتحدة ومن هذا الشكل يمكن استنتاج مسافة الرباط إذا علمت السرعة القصوى للقطار ، والعكس صحيح إذا ما كانت مسافة الرباط معلومة (المسافة بين سيمافورى التحذير والوسط) فإنه يمكننا استنتاج السرعة القصوى التى يسير بها قطار مزود بالفرامل السابقة ، وفيما يلى مقارنة بين نتائج الحسابات الواردة فى هذا المقال وما هو متبع فى مواصفات سكك حديد ألمانيا الغربية عند تكوين قطارات ركاب مزودة بهذا النوع من الفرامل ونسبة فرملتها ٧٥٪ وذلك على الخط الأفقى .

مسافة الرباط (متراً)	السرعة القصوى (كم/الساعة) نتيجة للحسابات السابقة	السرعة القصوى (كم/الساعة) حسب مواصفات سكك حديد ألمانيا الغربيـة
١٠٠٠	١١٨٫٥	١١٠٫٥
٧٠٠	٩٩٫٠	٩٤٫٠
٤٠٠	٧٧٫٠	٧٣٫٠

غير أنه من الممكن فى حدود مسافات الرباط السابقة رفع السرعة القصوى لقطارات الركاب المزودة بفرامل ذات كفاءة عالية ، ولحساب هذه السرعات يمكن اتباع

مسافة الفرملة (متراً)	السرعة القصوى لقطارات البضاعة (كم/الساعة)	نسبة فرملة القطار المئوية نتيجة للحسابات السابقة	نسبة فرمله القطار المئوية حسب مواصفات ألمانيا الغربية
١٠٠٠	٧٠	٢٣	٢٧
١٠٠٠	٦٠	١٥	١٨
٧٠٠	٧٠	٤٣	٤١
٧٠٠	٦٠	٢٧	٢٦
٧٠٠	٥٠	٨	٨
٤٠٠	٦٠	٦٥	٦١
٤٠٠	٥٠	٤٣	٣٥

الطريقة البيانية السابق شرحها بحيث تطابق العلاقة م ـــ س نسب الفرملة المتغيرة .

فإذا حددت المسافة بين سيمافورى التحذير والوسط على الخطوط المختلفة بحيث تتفق مع سرعة قطارات الركاب ونوع ونسبة فرملتها فإنه يمكن استنتاج نسبة فرملة قطارات البضاعة بحيث تصبح مسافة رباطها مساوية لهذه المسافة وذلك بالاستعانة بشكل (٢١) ؛ وفيما يلى مقارنة بين نتائج الحسابات الواردة فى هذا المقال وما هو متبع فى مواصفات سكك حديد ألمانيا الغربيــة عند تسكوين قطارات البضاعة المزودة بفرامل بطيئة التاثير والتى تسير على الخطوط الأفقية .

مما سبق نرى أنه لتأمين سير القطارات فيما يختص بالفرامل ؛ يجب تقسيم شبكة السكك الحديدية إلى مجموعات تحدد المسافة بين سيمافورى التحذير والوسط على كل منها بحيث تتناسب مع السرعة القصوى لقطارات الركاب السريعة ونوع ونسبة فرملتها وميل الخط ويحدد بالتبعية من رسومات بيانية سوف نوردها فى مقال آخر والتى تحسب بالطريقة السابق بيانها نســبة فرملة قطارات البضاعة أو قارات الركاب البطيئة التى تتناسب مع هذه المسافة وميل الخط .

٨ — المراجـع :

I J. A. Poulet, Eng., A. I. Br., Braking of trains, Calculation of stopping distance, Bull. of the International Railway Congress Association, Nov. 1951.

II D. Galton, The action of brakes, On the effect of brakes upon railway trains, Engineering, 1878, 1879.

III Kolher, Verlauf und Ausnutzung des Reibwertes zwischen Rad und Bremsklotz, Elektr. Bahnen (1941) S. 21.

IV V. F. Egarchenko, Report No. 59 Z. N. I. I., Moscow, 1938.

V Metzkow, Glasers Annalen, 1925, page 149, 1927, page 137.

VI J. Svagel, The problems arising when braking at present day speeds, Bull. of the International Railway Congress Association, July 1960.

VII J. L. Koffman, Some considerations on the cause of wheel sliding, Bull. of the International Railway Congress Association, July 1948.

VIII Curtius und Kniffler, Neue Erkenntnisse ueber Haftung zwischen Triebrad und Schiene., Elektr. Bahnen, 1944, S. 25 und 1950, S. 201.

IX Kolher, Verlauf und Ausnutzung des Haftwertes zwischen Rad und Schiene bei elektrischen Triebfahrzeugen, Elektr. Bahnen (1940) S. 129 und (1941) S. 160.

X Metzkow, Untersuchung der Haftungsverhaeltnisse zwichen Rad und Schiene beim Bremsvorgang, Organ, Vol. 89, No. 13, I. July 1934, S. 247-254.

XI H. Schrader, The friction of Railway Brake Shoes at high speeds, shoe pressure and wheel material, University of Ill., Engineering experimental station, Bull. No. 257, 1933, Bull. No. 301, 1938.

XII Edgar hennig, Research into a method of calculating the stopping distance in case of goods trains retarded by continuous compressed air brakes with progressive charging of the brake cylinders, Bull. of the international Railway Accociation, March, April 1948, Febr. 1950, Febr. 1951.

XIII H. R. Broadbent, B. Eng., Confines of braking, Bull. of the Railway International Association, February, 1953.

IXV Deutsche Bundesbahn, Fahrdienstvorschriften (FV). gueltig von I. Juni 1960 an, Ausgabe 1960, No. 408.

XV W. Mueller, Eisenbahnanlagen und Fahrdynamik, Springer-Verlag, Berlin / Goetingen / Heidelberg, 1953.

XVI Deutsche Bundesbahn, Bremse, Eisenbahn-Lehrbeucherei, Josef Keller Verlag Starnberg, Dritte, neue bearbeitete Auflage, 1957.

ملخص الموضوعات
بالقسم الانجليزي

دراسة تحمل خرسانة الحجر الجيرى من عتاقة فى ماء البحر

للدكتور أحمد على العريان
أستاذ بهندسة القاهرة

و الدكتور يحيى مصطفى العجماوى
استاذ مساعد بهندسة القاهرة

المهندس عبد الحميد سليمان
بهيئة قناة السويس بالاسماعيلية

يختص البحث المقدم بدراسة "تحمل" خرسانة الحجر الجيرى من عتاقة فى ماء البحر ، وذلك تحت الظروف المحلية فى مصر ، وبصفة خاصة فى قناة السويس ، مع الأخذ فى الاعتبار درجة الحرارة ودرجة ملوحة الماء على شواطىء القناة ، والمواد المحلية المستخدمة فى تجهيز الخرسانة ، وكذا تأثير الأمواج والتيارات الناجمة عن السفن العابرة .

ويتضمن البحث عرضاً موجزاً لما ورد فى المراجع عن تأثير ماء البحر على الخرسانة ، وتأثير مكونات الخرسانة على مدى احتمالها فى ماء البحر ، وكذا التلف النسبى الذى يحدث فى الأجزاء المختلفة لمنشأ خرسانى معرض لتأثير ماء البحر . كما يتضمن البحث عرضاً للدراسات السابقة عن درجة ملوحة مياه البحار المحيطة بالجمهورية العربية المتحدة ، وكذا درجة الملوحة على طول القناة من السويس إلى بور سعيد .

ولإنجاز الدراسة الحالية تم تشييد محطة لمعالجة عينات الاختبار ، على الضفة الغربية لقناة السويس عند الكيلو ٧٦,٢ . كما تم تصميم جهاز جديد استخدم لأخذ عينات من ماء البحر لدراسة درجة ملوحة الماء فى محطة المعالجة . ويتضمن البحث نتائج دراسة خواص المواد المستخدمة فى تجهيز الخلطات الخرسانية والتى بلغت حوالى ١٦ خلطة مختلفة . ومنها تم تجهيز حوالى ٦٥٠ عينة مكعبة الشكل (١٥ × ١٥ × ١٥ سم) وثلاث أعمدة خرسانية (٢٥ × ٢٥ × ١٠٠ سم) .

وقد أجرى فحص واختبار العينات بعد المعالجة فى ماء البحر لفترات بلغت ٢٨ يوماً و٣ شهور و٦ شهور و٩ شهور و١٢ شهراً . وقد تضمنت طرق الفحص والاختبار الفحص النظرى واختبارات الضغط والاختبارات الكيميائية . وعلى أساس نتائج هذه الاختبارات تمت دراسة العوامل التى تؤثر على قوة احتمال الخرسانة فى ماء البحر . وتتضمن هذه العوامل : نسبة الأسمنت فى الخلطة ، قوام الخلطة المستخدمة (من هابط قدره صفر إلى ١٠٠ مم) ، ونوع الأسمنت المستخدم (تم استخدام ٣ أنواع من الأسمنت : الأسمنت البورتلاندى العادى ، وأسمنت خبث الفرن العالى (حديدى ٣٥) ، والأسمنت المقاوم لماء البحر) ، ونوع الركام المستخدم (حجر جيرى عتاقة ، وزلط أبو صوير) ، ونوع ماء الخلط (ماء عذب وماء بحر) . كما تمت دراسة تأثير مستوى التعرض لماء البحر ، حيث أخذت منطقتان فى الاعتبار — مستوى منطقة المد والجذر ، وتحت مستوى المد والجزر .

كما تمت دراسة التغير فى نسبة ثالث أكسيد الكبريت فى حالة عينات من المونة قبل وبعد التعرض لماء البحر . وقد أسهمت هذه الدراسة فى الإثبات التجريبى لأسباب تلف الخرسانة المعرضة لماء البحر .

إنتقال الحرارة من سطح مستو إلى تدفق هوائى

للدكتور المهندس عبد الفتاح حسن على

يحتوى هذا البحث على قياس متوسط معامل انتقال الحرارة بالحمل من سطح مستو ساخن إلى تدفق هوائى محصور بين حوائط تحدد اتجاه سريان تدفق الهواء . وقد تحدد من النتائج التى حصلت عليها الارتباط المتبادل بواسطة مجموعات رياضية لا بعدية واستخرجت المعادلات اللازمة .

وقد استخرجت كذلك المعادلات اللابعدية المبنية على أساس فروض مختلفة لدرجات الحرارة وتغيرت تبعاً لها هذه المعادلات .

وقد قارنت بين النتائج التى حققها الباحثون السابقون وبين النتائج التى حصلت عليها فى هذا البحث ، ووجدت أن هناك تشابهاً بين النتائج التى حصل عليها السيدان Slegel and Hawkins . فى بحث مشابه من حيث استعمال حوائط تحدد سريان تدفق الهواء وبين النتائج التى أسفر عنها هذا البحث .

كما أن بعض النتائج التى حصلت عليها فى هذا البحث كانت أعلى قليلا من تلك التى حصل عليها السيدان Jackob and Dow. فى بحث لهما مماثل ولكنه يختلف فى أن سريان تدفق الهواء كان حراً بدون حوائط .

وقد استخرجت فى هذا البحث معادلات لابعدية لتحديد متوسط انتقال الحرارة يوصى الكاتب السادة المهندسين المشتغلين فى هذا الميدان باستعمالها فى حالة انتقال الحرارة من السطوح المستوية إلى تدفق هوائى .

دراسة المنحنى المائى حول مجرى

للدكتور المهندس : على بليغ للدكتور المهندس كمال فريد سعد للدكتور المهندس أحمد شكرى

يهدف البحث إلى معرفة منحنى الهبوط المائى فى الطبقات الحاملة للمياه حول مجرى تحده من جهة واحدة طبقة صماء عند ما تكون المياه ذات تصرف ثابت . وقد فرض فى هذا البحث أن تكون المجرى كاملة الإختراق بطبقة متجانسة حاملة للمياه الإرتوازية . وقد اعتمد فى التحليل على استخدام نظرية المرايا (Images) . ولإمكان استخدام المعادلة الرياضية التى تمثل توزيع منحنى الهبوط المائى فى الطبقة لزم عمل جدول عددى يعطى قيمة الدالة حسب بعد بئر القياس من المجرى وفى أى وقت . ولحساب المعاملات الهيدروليكية للطبقة الحاملة للمياه من واقع تجارب التصرف توجد طريقتان أحدها باستخدام طريقة المنحنى النموذجى والأخرى باستخدام طريقة المنحنى المزدوج . وبالحصول على المعاملات الهيدروليكية واستخدام جدول الدالة يمكن التنبؤ بشكل منحنى الهبوط حول المجرى عند أى بئر للرصد وفى أى وقت عند سحب المياه من المجرى . كما يمكن تطبيق المعادلات التى أمكن استنباطها فى إيجاد شكل المنحنى المائى حول مجموعة من الآبار المتدفقة واقعة على خط واحد ومخترقة طبقة حاملة للمياه مجاورة لطبقة صماء .

خواص القطع فى الخراطة المائلة

للدكتور المهندس صلاح سعيد

هدف هذا البحث الحصول على صورة شاملة لقوى القطع وعناصر التشغيل فى عمليات الخراطة المائلة بالنسبة للمعادن الشائعة وذلك نظراً لأن معظم الأبحاث المنشورة تدور حول القطع العدل لسهولة تحليل القوى المستوية .

وقد أجريت مجموعة من التجارب على عددمن المعادن ، وتم قياس مركبات القوى الثلاث باستخدام جهاز قياس قوى القطع الثلاثى فى ظروف القطع المختلفة لتغيير سرعة القطع والتغذية وعمق القطع واستخدام الزاوية جرف حقيقية ثابتة عند ١٠ درجات .

وكررت التجارب عند ظروف قطع ثابتة بتغيير زاوية الجرف الحقيقية . وتم قياس حياة الحد القاطع تحت ظروف التشغيل المختلفة وذلك بقياس التغيير فى مقاس الشغلة بعد فترات محددة من الزمن ورسم منحنى تغير المقاس فى الشغلة وتقدير إنتهاء حياة الحد القاطع بعد وصول التغير فى المقاس قيمة معينة وكررت هذه العملية بالنسبة لزاوية الجرف الحقيقية .

وقد أجرى هذا البحث كمرحلة أولى من بحث شامل لتحديد خواص الخراطة المائلة بدلالة خواص المعدن وظروف التشغيل .

وتم استنباط معاملات قوى القطع المائل للمركبات الثلاثة بدلالة عوامل القطع وزاوية الجرف الحقيقية وكذلك تأثير صلادة المعدن على قوى القطع .

واستنتجت معادلة تأثر حياة الحد القاطع بدلالة عوامل القطع كما تبين وجود زاوية جرف حقيقية ذات قيمة معينة تبلغ عندها حياة الحد القاطع نهايتها العظمى وتقل قبلها وبعدها أيضاً ، كما أنها تقل بإزدياد صلادة معدن الشغلة .

دراسة شروط التنبيه الذاتى للمولدات التأثيرية بمكثفات استاتيكية

للدكتور المهندس محمد جلال المغربى
والدكتور المهندس أحمد محمد راشد

يحوى هذا البحث نظرية مفصلة لشروط التنبيه الذاتى للمولدات التأثيرية بواسطة مكثفات استاتيكية . النظرية تبدأ بالتعبير عن الدوائر الكهربائية للمولد والحمل والمكثفات بمعادلات تفاضلية تنسب فيها الضغوط والتيارات والمجالات المغناطيسية المختلفة إلى محاور ثابتة . وبحل هذه المعادلات التفاضلية نصل إلى حل كامل للموضوع مع اعتبار تأثير التشبع المغناطيسي وبدون الحاجة إلى وسائل التقريب المتبعة فى الحلول الأخرى السابق نشرها فى هذا الموضوع .

ويلى ذلك استنتاج دوائر مكافئة على أساس النظرية التحليلية السابقة ، وبمعونة هذه الدوائر يمكن حساب كل الكميات اللازمة للمولد كما يمكن استنتاجها بالرسم .

وقد أثبتت مقارنة النتائج العملية الواردة فى آخر البحث بالحسابات صحة ودقة النظرية المقدمة .

الألومنيوم فى الهندسة الكهربائية

للمهندس : حسن عبد الفتاح

رئيس وعضو مجلس الإدارة المنتدب لشركة الكابلات الكهربائية المصرية

أصبح الألومنيوم ذا أهمية فى صناعات الهندسة الكهربية منذ أن توفرت وسيلة الحصول عليه اقتصادية فى نهاية القرن التاسع عشر .

فعلى الرغم من كثرة انتشار خامات الألومنيوم فى الوجود ، إذ يعـــد الثالث فى ترتيب العناصر المتوافرة بعد الأكسجين والسيليكون .. فإن صعوبات كثيرة قد اعترضت استخلاصه من أكاسيده وفى عام ١٨٨٦ ، أمكن استخلاصه كمعدن نقى بواسطة التحليل الكهربى .. وقد استلزم الحصول على طن واحد من الألومنيوم فى ذلك الحين قدراً من الطاقة الكهربائية قدره ٢٥٠٠٠ كيلووات ساعة .

وبدأ بعد ذلك تزايد إنتاج الألومنيوم من بضعة كيلوجرامات خلال منتصف القرن الماضى حتى أصبح مليونى طن فى عام ١٩٥٢ ، وتطلعت إليه أنظار رجال الصناعة والإقتصاد .. وتزايد الطلب عليه خلال هذا القرن ... حتى أصبح القرن العشرين يسمى « عصر المعادن الخفيفة » .

الألومنيوم والصناعات الكهربائية :

ارتبط الألومنيوم فى الأذهان دائماً بأن أهم مميزاته خفة الوزن .. وهى وإن كانت ليست أهم ما يتميز به الألومنيوم إلا أنه يرجع الفضل إليها فى انتشار استخدامه فى أيامه الأولى كموصلات فى شبكات نقل القوى الكهربائية الهوائية منذ عام ١٨٩٨ حيث استغلت صفاته الطبيعية هذه بنجاح فى خفض التكاليف الإنشائية للشبكات من موصلات وأبراج

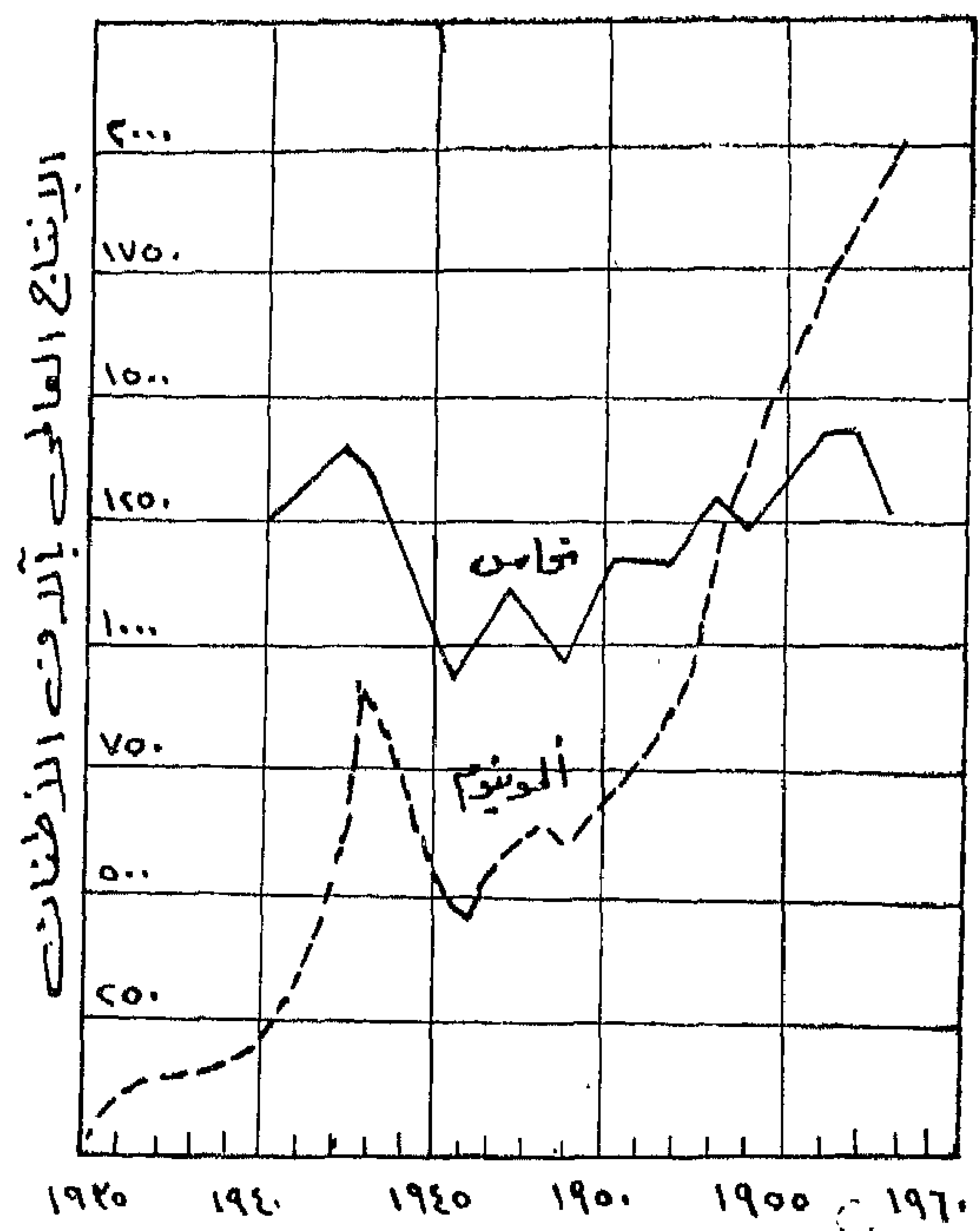
وشهد مطلع القرن العشرين صناعة الكابلات الأرضية بموصلات مجدولة من أسلاك الألومنيوم والمعزولة بالورق المحقون بالزيت .. وما زالت حتى الآن تعمل بنجاح ، وعلى الرغم من أنها لم تحقق وفراً كبيراً فى التكاليف مقارنة بمثيلاتها المصنوعة من النحاس إلا أنه قد تزايد اهتمام منتجو الكابلات باستخدام الألومنيوم لإعتبارات اقتصادية وفنية جعلت منه بديلا ناجحاً للنحاس فى الصناعات الكهربائية .. حتى أصبحت تستهلك ما يقارب ٣٠٪ من إنتاج الألومنيوم فى مختلف مجالاتها .

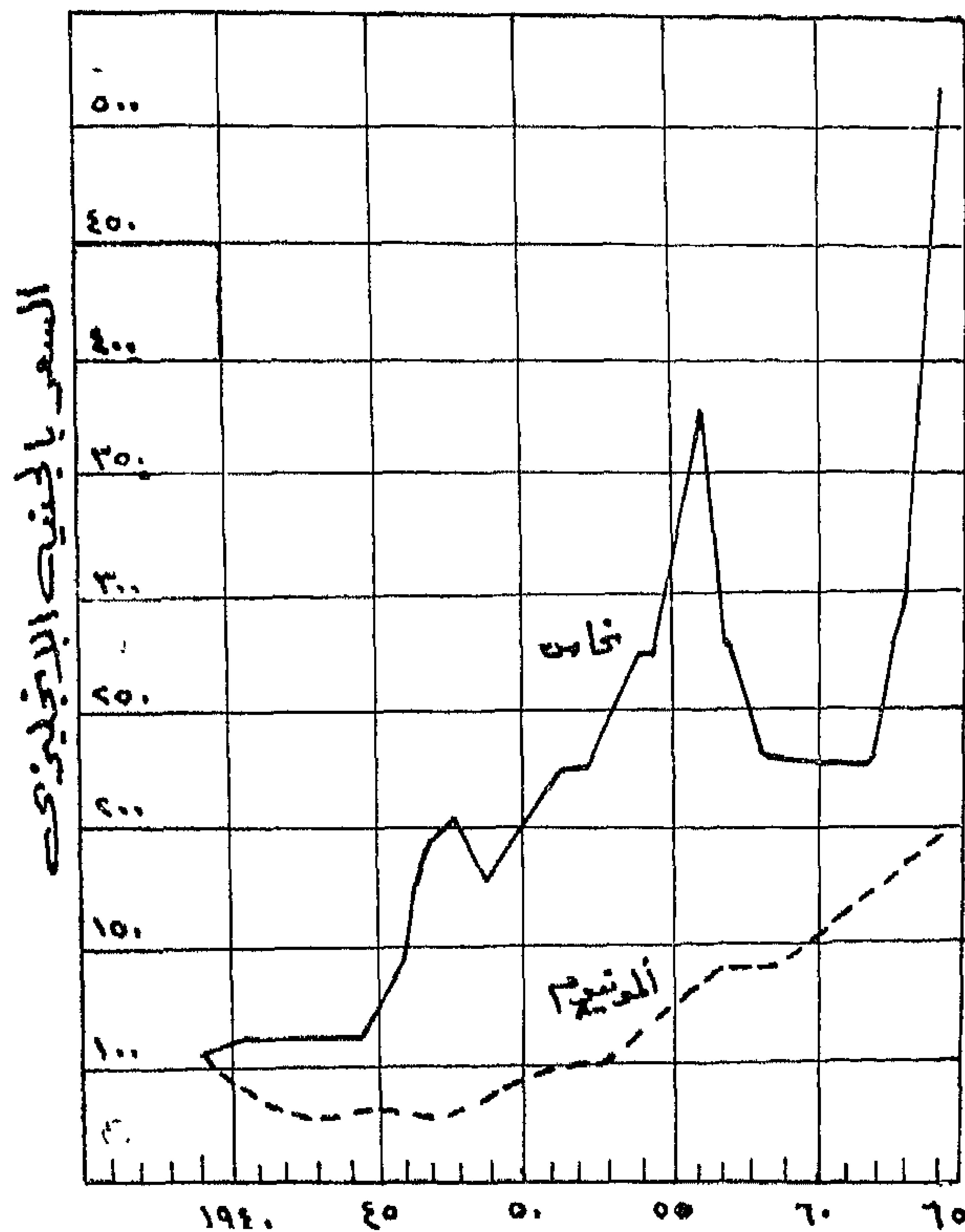
عوامل اقتصادية :

طبقاً لتقارير المسح الجيولوجى عن احتمالات الوفرة النسبية لبعض المعادن فى مسافة الستة عشر كيلومتراً العليا من القشرة الأرضية . نجد أن خام النحاس ذا الدرجة العالية من التركيز يتناقص باستمرار ولا يكاد يبلغ ١٢٪ بالنسبة لتوافر الالومنيوم ... وتلقى هذه الحقيقة ظلالها على أسعار كلا المعدنين حيث تتذبذب أسعار النحاس بحدة واستمرار « شكل ١ » نظراً لإرتفاع كمية الاستهلاك عما تخرجه المناجم . بينما يحتفظ معدن الألومنيوم بأسعار أكثر ثباتاً وأقل تأثراً بتزايد الطلب المستمر لوفرة المتواجد منه .

ويبين شكل ٢ الزيادة الملحوظة والمستمرة فى إنتاج الألومنيوم التى تتعدى مثيلتها بالنسبة للنحاس ... ويبدو ميلها إلى الاستمرار فى هذا السبق بمراحل أكبر .

وقد دفعت اعتبارات الموازنة الإقتصادية هذه كثيراً





من الدول إلى البحث واستغلال ما لديها من خامات الألومنيوم . . وانتشرت مراكز استخلاصه إلى جوار محطات توليد الكهرباء ولا سيما المحطات المائية حيث تنخفض تكاليف الإنتاج .

الألومنيوم فى الجمهورية العربية المتحدة :

من المشروعات الصناعية الحديثة فى الجمهورية العربية المتحدة مشروعاً لاستغلال بعضاً من الطاقة الكهربائية من السد العالى فى إنتاج الومنيوم ذى درجة عالية من النقاوة وقد وقع السيد نائب رئيس الوزراء للصناعة والثروة المعدنية الإتفاقية الخاصة بهذا المشروع مع الجمهورية البولندية .

وتدل الإحصاءات على أن زيادة الطلب على كابلات القوى الكهربية فى الجمهورية العربية المتحدة ستحتاج إلى حوالى ٢٠٫٠٠٠ طن من النحاس سنوياً تستورد بالعملة الصعبة التى تقدر قيمتها بحوالى من خمسة إلى ستة ملايين من الجنيهات سنوياً حسب أسعار النحاس العادية . وتزداد هذه القيمة بارتفاع أسعار النحاس .

وقد وافق السيد / نائب الرئيس للصناعة على تصنيع الأسلاك والكابلات الكهربائية بموصلات من الألومنيوم بدلا من النحاس حيث ستعمل على تخفيض قيمة العملات الصعبة المطلوبة للخامات إلى حد كبير .

الخواص الطبيعية للالومنيوم :

أثبت الألومنيوم ذو النقاوة ٩٩٫٥٪ قدره على التوصيل الكهربائى لا تقل عن ٦١٪ من قدرة النحاس المخمر القياس .. وهو بذلك يعد أقرب المعادن إلى النحاس فى أهم خاصية فى مجال الصناعات الكهربائية إلى جانب قوته وخفة وزنه مقارنا بالنحاس حيث تبلغ كثافة الألومنيوم

حوالى ثلث كثافة النحاس بينما تبلغ قدرته على تحمل إجهادات الاستطالة أقل من النصف قليلا مما يتحمله النحاس . والجدول (١) يبين الخواص المختلفة للألومنيوم والنحاس .

جدول رقم (١)

خواص النحاس والألومنيوم

الخاصية	ألومنيوم	نحاس
الكثافة عند ٢٠°	٢٫٧	٨٫٨٩٠
درجة الانصهار °م	٦٠٠	١٠٨٣
الحرارة النوعية ، كالورى / جم	٠٫٢٢	٠٫٠٩٢١
الحرارة الكامنة	٠٫٥٢	٠٫٩٢٣
المقاومة الكهربية أوم . مم٢/مم	٠٫٢٨٢٦٤	٠٫١٧٢٤
العامل الحرارى للمقاومة الكهربية عند ٢٠°م	٠٫٠٠٤٢٩	٠٫٠٠٣٩٣
معامل المرونة ، كجم/مم٢	٦٧٠٠	١١٩٠٠
معامل الصلابة ، كجم/مم٢	١٢ — ١٥	٢٢ — ٢٨

وتختلف كثير من صفات وخواص الألومنيوم طبقا لدرجة نقاوته وبالتالى تختلف هذه الدرجة تبعاً لاستخدامات المعدن حيث تؤثر بعض الشوائب والمعادن المختلطة إلى حد كبير بقدرة الألومنيوم على التوصيل الكهربائى بينما يبدو أثرها واضحاً فى تحسين خواص المعدن الميكانيكية . على العكس من النحاس الذى تهبط الآثار البسيطة من الشوائب والمعادن المختلطة بقدرته على التوصيل الكهربى دون أن يكون لها أثر ملحوظ على خواصه الميكانيكية .

الخواص الميكانيكية :

من بين الخواص الميكانيكية للألومنيوم تبدو المرونة وقابلية التشكيل من أهم ماتستلزمه صناعة الكابلات المعزولة وعلى الرغم من انخفاض هاتين الصفتين فى الألومنيوم مقارناً بالنحاس كما يتضح من الجدول رقم (٢) وقد استخدم الألومنيوم لبعض الوقت بنجاح فى صناعة الموصلات الكهربائية بعد تخميره كما هو متبع فى موصلات النحاس حتى أظهرت التجارب أن الألومنيوم يكون أكثر ملاءمة لاستخدامه كموصل مجدول إذا كان ¾ صلداً وليس تام التخمير .

(جـدول رقم ٢)

مقارنة بين احتمالات الصلابة للنحاس والألومنيوم

المعدن		صلد	¾ صلد	مخمر
نحاس	مقاومة الشد ، كجم/مم٢	٣٠ — ٣٥	—	٢٤ — ٢٥
	استطالة ٪	١٠	—	٤٠
ألومنيوم	مقاومة الشد ، كجم/مم٢	١٥ — ١٩	١١ — ١٦	٦ — ٨٫٥
	استطالة ٪	٤ — ٧	١٨	٣٨ — ٥٠

وأظهرت هذه التجارب تفوقها بنتائج مرضية خلال مراحل التصنيع حيث يمر المعدن بيسر وسهولة خلال ماكينات السحب والجدل ويبدى استعداداً أكبر للمطاوعة لعمليات التشكيل للكابلات القطعية . . فضلا عن أنه يناسب عمليات الضغط للحام وتوصيل كابلات الجهود المتوسطة فوق ١١ كيلوفولت .

مقارنة بين النحاس والألومنيوم فى نقل القدرة الكهربائية :

يتوقف وجه المقارنة بين كلا المعدنين من ناحية الاستخدام الكهربى إذا كان انخفاض الجهود أو ارتفاع الحرارة وشد التيار قد اختيرت كأساس للمقارنة . ويبين الجدول رقم ٣ مقارنة نسبية على الأسس المختلفة .

(جـدول رقم ٣)

مقارنة بين النحاس والألومنيوم على الأسس المختلفة

	ألومنيوم	نحاس
على أساس تساوى المقاومة :		
نسبة المساحة	١٫٦١	١
نسبة القطر «مواصلات مستديرة»	١٫٢٧	١
نسبة الوزن	٠٫٤٨	١
على أساس تساوى شدة التيار وارتفاع درجة الحرارة :		
نسبة المساحة	١٫٣٩	١
نسبة القطر	١٫١٨	١
نسبة الوزن	٠٫٤٢	١
على أساس تساوى الأقطار :		
نسبة المقاومة	١٫٦١	١
سعة حمل التيار	٠٫٧٨	١

يتضح من الجدول أنه عند ما يكون ارتفاع درجة الحرارة وشدة التيار هى أساس المقارنة فإن موصل الألومنيوم يتحمل ٧٨٪ من شدة التيار على نفس القطع من موصل النحاس حتى مقطع مساحة ٢٥٠مم٢ ... وترتفع هذه النسبة حتى ٨٣٪ بازدياد مساحة مقطع الموصل حتى ٦٠٠مم٢ بينما يزداد قطر موصل الألومنيوم بمقدار ١٨٪ عن قطر مثيله من النحاس . وهذه الزيادة فى قطر الموصل تذهب بما يمكن أن يوفره انخفاض سعر الألومنيوم عن النحاس بزيادة قطر الموصل وبالتالى زيادة تكاليف العزل . إلا أنه على الرغم من ذلك فإن الكابل المصنوع من موصلات نحاسية ما زال أكثر تكلفة من مثيله المكون من موصلات ألومنيوم لنفس شدة التيار وارتفاع درجة الحرارة .

موصلات ألومنيوم المجدولة :

تتكون موصلات الألومنيوم فى الكابلات المعزولة من مجموعة من الأسلاك المجدولة بنفس المقاسات وأشكال الموصلات المصنوعة من النحاس . . إلا أنه فى بعض التكوينات يكون من الأفضل إقلال عدد الأسلاك فى الموصل بسبب انخفاض مرونة الألومنيوم .

ويبين الجدول رقم ٤ مقاومة الموصل عند درجة ٢٠°م وشدة التيار لكل موصل من الكابلات المحزومة ذات الثلاث موصلات أو أكثر فى درجة حرارة ٢٠°م .

(جدول رقم ٤)

مقارنة بين الموصلات النحاس والألومنيوم

سعة المقطع وتكوين الكابل مم٢	نحاس			ألومنيوم		
	المقاومة أوم / كم	شدة التيار على الموصل		المقاومة أوم / كم	شدة التيار على الموصل	
		ضغط منخفض	ضغط عالى		ضغط منخفض	ضغط عالى
٣×١٦	١٫١١٦	١١٠	٨٠	١٫٨٩٤	٩٠	٦٥
٣×٢٥	٠٫٧١٤	١٣٥	١٠٥	١٫٢١٢	١١٠	٨٥
٣×٣٥	٠٫٥١٠	١٦٥	١٣٠	٠٫٨٦٦	١٣٠	١٠٥
٣×٥٠	٠٫٣٥٧	٢٠٠	١٥٥	٠٫٦٠٦	١٦٠	١٢٥
٣×٧٠	٠٫٢٥٥	٢٤٥	١٩٥	٠٫٤٣٣	١٩٥	١٥٥
٣×٩٥	٠٫١٨٨	٢٩٥	٢٣٠	٠٫٤١٩	٢٣٥	١٨٥
٣×١٢٠	٠٫١٤٨٨	٣٤٠	٢٦٥	٠٫٢٥٢٥	٢٧٠	٢١٥
٣×١٥٠	٠٫١١٩١	٣٩٠	٣٠٥	٠٫٢٠٢	٣١٠	٢٤٥
٣×١٨٥	٠٫٠٩٦٥	٤٤٥	٣٥٠	٠٫١٦٣٨	٣٥٥	٢٨٠
٣×٢٤٠	٠٫٠٧٤٤	٥١٥	٤١٠	٠٫١٢٦٣	٤١٠	٣٣٠
٣×٣٠٠	٠٫٠٥٩٥	٥٩٠	—	٠٫١٠١	٤٧٠	—

ويراعى فى حالة وجود مجموعة من الكابلات سواء فى الهواء الطلق أو بجوار بعضها فى الأرض أو فى درجة حرارة تختلف من ٢٠°م من تصحح شدة التيار فى الموصل حسب جدول رقم ٥ وجدول رقم ٦ .

(جـدول رقم ٥)

بيان نسبة التغيير المئوية من أقصى حمل عند درجة ٢٠°مم بالنسبة للتغيير فى درجات الحرارة

درجات الحرارة ٥ م	١٠	١٥	٢٠	٢٥	٣٠	٣٥	٤٠
كابلات جهد ١ كيلو فولت ١١٥	١١٠	١٠٥	١٠٠	٩٤	٨٨	٨٢	٨٦
كابلات جهد ١ كيلو فولت ١٢٠	١١٣	١٠٧	١٠٠	٩٣	٨٥	٧٦	٦٧

(جـدول رقم ٦)

بيان نسبة التغيير المئوية من أقصى حمل بالنسبة لعدد الكابلات ذات الحزام الموضوعة فى مجموعات

عدد الموصلات الموضوعة فى مجرى واحد	٢	٣	٤	٥	٦	٨	١٠
النسبة المئوية من أقصى حمل على الموصل	٩٠	٨٠	٧٥	٧٠	٦٥	٦٢	٦٠

كيف نختار الموصل المناسب من الألومنيوم :

يفضل اختيار الموصل المناسب من الألومونيوم المعادل لموصل معروف من النحاس على أساس تساوى شدة التيار وارتفاع درجة الحرارة . والجدول رقم ٧ يبين المقاسات المتعادلة لكل من النحاس والألومنيوم .

(جـدول رقم ٧)

مقاس الكابل الألومنيوم المعادل للكابل النحاس

موصلات من النحاس مم^2	موصلات الألومنيوم المعادل مم^2
١٦	٢٥
٢٥	٣٥
٣٥	٥٠
٥٠	٧٠
٧٠	١٢٠
٩٥	١٥٠
١٢٠	١٨٥
١٥٠	٢٤٠
١٨٥	٣٠٠
٢٤٠	٤٠٠

شركة طنطا للكتان والزيوت ش.م.ع



« الخشب الحبيبى لينكس مصر »

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الكيماوية

تنتج شركة طنطا للكتان والزيوت ضمن إنتاجها المتعدد — الخشب الحبيبى من ساس الكتان المترابطة بأصماغ صناعية من نوع اليوريا فورمالهيد التى تتميز بخاصية الاستقرار وقوة الاحتمال . وهذه بعض الخواص الطبيعية والميكانيكية للخشب الحبيبى « لينكس مصر » .

الوزن النوعى التقريبى	ك/م^3	٦٠٠	٥٠٠	٤٠٠	٣٠٠
التخانات بالمليمتر		٨ و ١٢ و١٦ و١٩ و٢٢	١٢ و١٦ و١٩ و٢٢ و٢٦ و٣٠	٢٣ و٢٦ و٣٠ و٣٦	٣٠ و٣٦
مقاومة الكسر بفعل الثنى (الحمل الاستاتيكى)	كجم/سم^2	١٦٠	١٠٠	٥٣	١٥
مقياس المرونة	كجم/سم^2	٢٣٠٠٠	١٧٠٠٠	١٠٠٠٠	٣٥٠٠
مقاومة التشوه الدائم بفعل الضغط	كجم/سم^2	٢٢	١٤ر٨	٩	٥ر٣٥
مقاومة الكسر بفعل الضغط	كجم/سم^2	٤١٨	١٨٥	٩١ر٥	٥١ر٥
مقـــاومة الشد	كجم/سم^2	٧٥	٥٠	٣٠	
معامل توصيل الحرارة		٠ر٠٦٩	٠ر٠٦٦	٠ر٠٦١	٠ر٠٥١
مقاومة خلع المسامير القلاوظ بالكيلوجرام (قطر خارجى ٤ مم وداخلى ٣ مم) (ا) مسمار قلاوظ عمـــودى على السطح مغروش إلى عمق ٢٠ مم :		١٠٠	٧٧	٤٥	٢٥
(ب) مسمار قلاوظ مغـــروس فى المقطع إلى عمق ٢٠ مم :		٩٠	٦٣	٣٥	
التمـــدد الطولى تحت تأثير تغير رطوبة الجـو درجة الرطوبة من ٤٠٪ إلى ٨٥٪ :		من ١٥ر٠ إلى ٢ر٠٪			
الانتفاخ بعد ٢٤ ساعة تحت الماء :		١٠٪			

وقد أثبتت الاختبارات التى أجريت على الخشب الحبيبى « لينكس مصر » فى معامل كلية الهندسة بجامعة الإسكندرية مطابقة خواصه للأرقام عاليه .

١ — الخواص الميكانيكية :

الأرقام الخاصة بالخواص الميكانيكية فى الجدول السابق (مقاومة الكسر بفعل الثنى . . إلخ) تمثل حداً أدنى لهذه الخواص ، حيث إنها تتجاوز فى الواقع هـذه الأرقام . ويلاحظ أن صلابة الألواح ومتانتها تزداد بازدياد الكثافة ، بعكس خواص العزل التى تزداد بانخفاض الكثافة ، كما سنرى فى الفقرة التالية :

وميزة الكثافات الأربع أن كلا منها يجمع بين نسب مختلفة من القوة الميكانيكية والقدرة على العزل . فهذه التشكيلة من عدة كثافات وعدة تخانات تقدم إذن حلا مناسباً لمختلف مشاكل التطبيق والاستخدام .

٢ — خواص العزل الحرارى :

أن قدرة أى مادة على عزل الحرارة تحسب على أساس « معامل التوصيل الحرارى » لها ، أو عدد الوحدات الحرارية (كيلو كالورى) التى تخترق قطعة من هذه المادة مسطحها متر مربع وسمكها متر ، عند فرق درجة واحدة مئوية بين الوجهين خلال ساعة من الزمن .

وفيما يلى مقارنة بين معامل التوصيل الحرارى فى الخشب الحبيبى « لينكس مصر » وهذا المعامل فى غيره من مواد البناء :

الصلب	: ٣٩٫٤	الأمينت الأسمنتى	: ٠٫٣٠
الخرسانة المسلحة	: ١٫٣	الخشب الطبيعى	: ٠٫١٥
الطوب الأحمر	: ٠٫٦٨	الخرسانة العازلة	: ٠٫١٢

« لينكس مصر » كثافة ٤٠٠ : ٠٫٠٦١

أن أى الخشب الحبيبى « لينكس مصر » كثافة ٤٠٠ :

٢١ مرة أقوى عزلا من الخرسانة المسلحة
١٠ « « « « الطوب الأحمر
٥ « « « « الأمينت الأسمنتى
٢½ « « « « الخشب الطبيعى
٢ « « « « الخرسانة العازلة

٣ — التمدد الطولى تحت تأثير تغير رطوبة الجو :

يمتاز الخشب الحبيبى « لينكس مصر » — بحكم تكوينه المتجانس من رقائق مترابطة — بثبات غير عادى وسط التقلبات الجوية . إذ أن معامل التمدد الطولى فيه يبلغ فقط ٠٫١٥٪ تحت تأثير تغير فى درجة رطوبة الجو من ٤٠ إلى ٨٥٪ .

وهذا الثبات هو أحد الأسباب الرئيسية فى تفوق الخشب الحبيبى « لينكس مصر » فى الأثاث والعمارة .

ولا يعنى ذلك أن ألواح « لينكس مصر » لا تتـأثر إطلاقاً بتقلبات الرطوبة الجوية . فالواقع أنها تتمدد فى وسط زائد الرطوبة كما أنها تتقلص فى وسط زائد الجفاف . ويجب مراعاة ذلك عند تركيب الألواح بأن يترك بين كل لوح وآخر فاصل تمدد يتراوح بين ½ مم فى المبانى العادية و ٥ مم فى المبانى الصناعية ذات الجو الرطب

ولهذا السبب يوصى بشطف الألواح المركبة ، أو بتغطية فواصل الألواح بباكتات من الخشب أو البلاستيك . . . إلخ .

٤ — تأثيره بالماء :

من المنطق أن الخشب الحبيبى — مثله مثل الأخشاب الأخرى — تتأثر خواصه بتعريضه للماء بصفة مستمرة . لذلك لا يصح أن يستعمل فى العراء بدون تغطية سطحه بمادة أخرى تحميه من المياه والأمطار . كما أنه لنفس السبب لا يصح تخزينه فى العراء . وفى حالة استعماله كحوائط خارجية ، فإنه إلى جانب ضرورة تغطية سطحه بمادة أخرى لحمايته من المياه والأمطار ، ينبغى كذلك حماية مقاطع الألواح بمادة حاجزة لتسرب الرطوبة .

ولا يعنى ذلك أن اللوح يتلف إذا ما لمس الماء بصفة عرضية بل إنه يترتب على ذلك بعض الخشونة فى سطحه .

لكافة الاستعلامات :

شركة طنطا للكتان والزيوت .

طنطا — ميت حبيش البحرية تليفون ٤٤٥٥

القاهرة — ٢ شارع شريف تليفون ٥٢١٤٤ — ٥٩١٣٧

الإسكندرية — ٢٢ طريق الحرية تليفون ٣٤٨٣٨

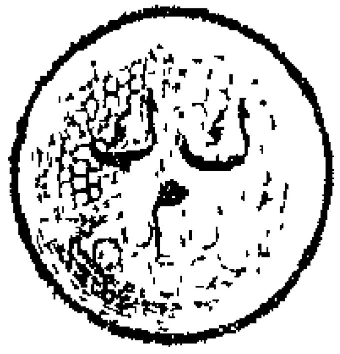
شركة الكابلات الكهربائية المصرية

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الهندسية

الإدارة العامة والمصانع : مسطرد - تليفون : ٨٧٦٠٠ «عشرة خطوط»

قفزات جديدة فى صناعة الكابلات الكهربائية

إنتاج الكابلات الألومنيوم بدلا من النحاس



الإنتاج يشمل الكابلات الأرضية المسلحة ذات الضغطين العالى والمنخفض والأسلاك والكابلات العادية

« إن إنتاج صناعة الكابلات فى بلادنا ليس معناه إضافة إنتاج محلى جديد إلى المنتجات التى نقوم بصناعتها فحسب ، إن معناه أن نهضتنا الصناعية لا تقف عند حد معين ... إنها تتقدم وتتطور وتقفز لتسابق الزمن وتحقق الأهداف الكبرى لمجتمعنا الاشتراكى الجديد .

وفى أوائل عام ١٩٦٣ بدأت الشركة قفزتها الأولى بصناعة الكابلات الأرضيـــة المسلحة المعزولة بالبلاستيك فقدمت دليلا واضحاً على تقدمنا وتطور نهضتنا الصناعية ومسايرتها لركب التقدم والتطور .

وفى أوائل هذا العام ١٩٦٥ بدأت الشركة قفزتها الثانية بصناعة الكابلات الكهربائية المعزولة بموصلات ألومنيوم بدلا من الموصلات النحاس .

فما هى تفاصيل هذه القفزة الجديدة ؟

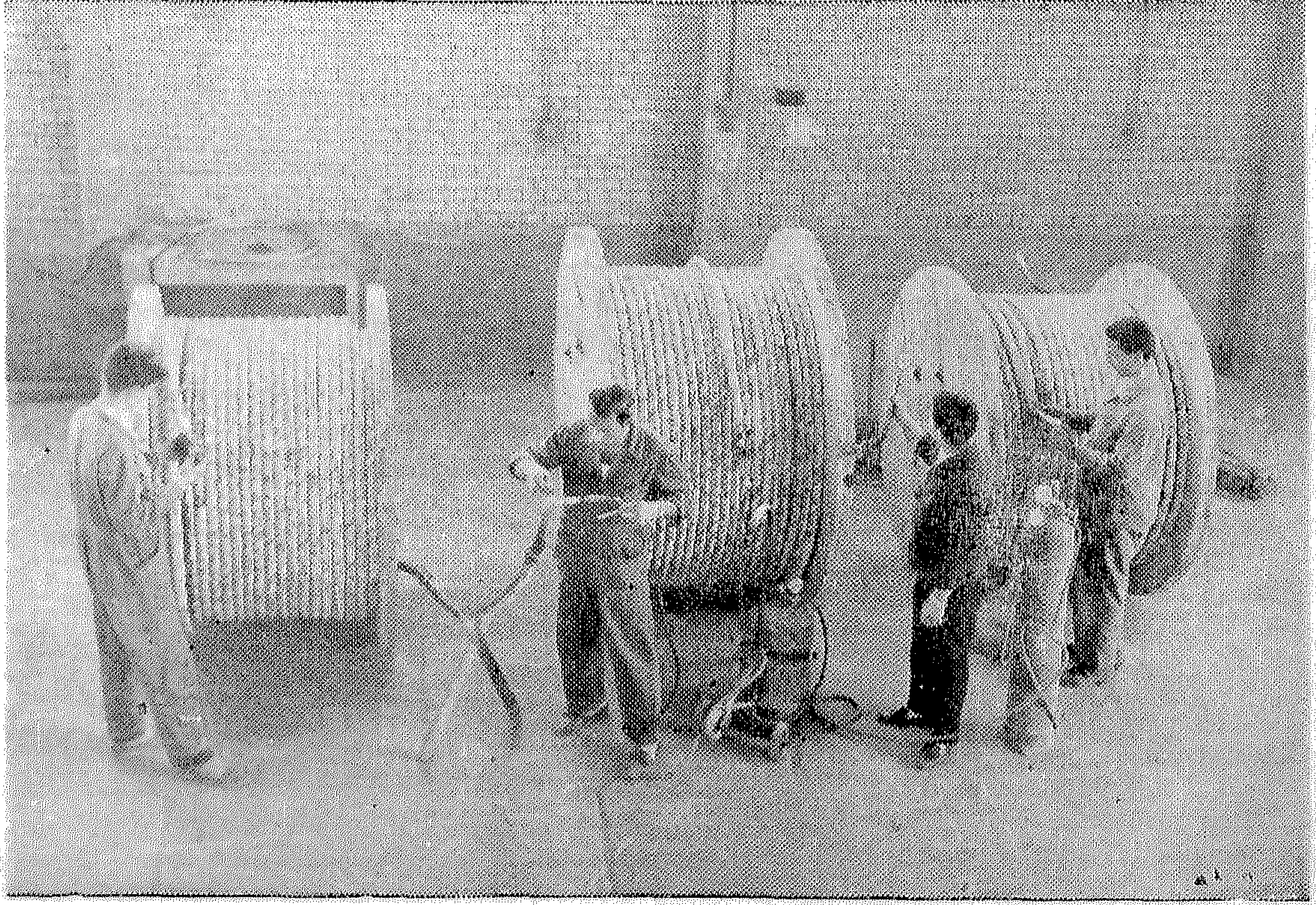
حديث السيد الدكتور عزيز صدقى :

منذ بضعة شهور وفى يوم ١٩٦٤/١٢/٦ ، عقد فى القاهرة مؤتمر جودة الإنتاج الصناعى ، واشترك فى أعماله أقطاب الصناعة وخبراؤها فى الجمهورية العربية المتحدة . . . وقد ألقى السيد عزيز صدقى نائب رئيس الوزراء للصناعة فى المؤتمر كلمة قال فيها :

« إن أهمية هذا المؤتمر تبرز فى أننا نواجه كثيراً من العقبات والمشاكل الصناعية فنحن الآن ننتج سلعاً لم تكن تنتج فى بلادنا أصلا وبمواصفات جديدة لم تكن أيضاً موجودة . . هذه السلع لابد لها أن تلبى احتياجات الداخل وتواجه المنافسة العالمية فى التصدير للخارج وأننا الآن بصدد تنفيذ أكبر ثورة صناعية فى تاريخ بلادنا ، ولا شك أنكم تعلمون أن إنتاجنا كان إنتاجاً إجتهادياً لا يرتكز على أساس علمى بل كان يهدف أساساً إلى سد احتياجات السوق المحلية أولا . . بغض النظر عن مستوى الجودة .

إننا نمر الآن بمرحلة هامة من مراحل حياتنا وهى مرحلة التنمية الصناعية ولا بد أن نجتازها مسلحين بالعلم والخبرة والموضوعية الجادة لتحقيق أحسن إنتاج بأقل التكاليف . . وليس موضوع الإنتاج أن ينجح المصنع ولكن لا بد من الإستفادة بجميع الإمكانيات لكى نحصل على أحسن عائد .

وفى نهاية الخطاب قال سيادته : « لقد أنشئت وزارة



التجارب النهائية على الـكابلات

الصناعة منذ ٩ سنوات ولم يصلني حتى الآن اقتراح لتطوير وسائل الإنتاج بل كانت التقاليد القديمة هي التي تسرى . . خوفاً من التغيير الذى قد يؤثر على الإنتاج ، وكانت الدولة وعلى العكس رائدة فى هذا المجال وعلى سبيل المثال فإننا تعودنا أن ننتج الـكابلات الـكهربائية من النحاس ونحن نستورد النحاس من الخارج بعملات صعبة ، وعندما بحثنا إمكان استخدام أحد المعادن كبديل له رأينا أن الألومنيوم يصلح لهذه الـكابلات ويمكن أن نوفر فى التكاليف حوالى ٥٠٪ من جملة تـكاليف هذه الـكابلات . . فإذا أضيف إلى ذلك أن الألومنيوم سينتج محلياً باستغلال الطاقة الـكهربائية من السد العالى لإنتاج الألومنيوم ذو الدرجة العالية من النقاوة لأدركنا مدى ما يمكن توفيره من العملات الأجنبية » .

ويقول السيد المهندس حسن عبد الفتاح ابراهيم رئيس مجلس إدارة شركة الـكابلات الـكهربائية المصرية أن الشركة استجابت فوراً لهذا النداء بل صممت على خوض معركة الإنتاج الجديد بـكل طاقاتها إسهاماً منها فى حركة التقدم الصناعى ونهضته الدائمة فى البلاد . . وقد اعتمدت الشركة فى ذلك اعتماداً كلياً على خبرة مهندسيها فى هذا المجال حيث شرعوا فى دراسة كل ما وصل إلى أيديهم من دراسات فى هذا الموضوع ، ثم وضعوا هذه الدراسات النظرية موضع التطبيق العملى .. وبعد محاولات مختلفة أمكن تشغيل الآلات الحالية بعد تعديلات طفيفة لإنتاج هذه الـكابلات متغلبين على جميع الصعاب التى واجهتهم .

وهكذا تثبت شركة الـكابلات الـكهربائية المصرية التى تملك أكبر مصنع فى الشرق الأوسط لصناعة الـكابلات الـكهربائية أنها قادرة على مجابهة التحديات التى تطلبها الثورة الصناعية .

والمعروف عن الألومنيوم أنه أقرب المعادن إلى النحاس فى خواصه الـكهربائية إلى جانب خفة وزنه حيث تبلغ كثافة الألومنيوم حـــوالى ثلث كثافة النحاس ولـكن توصيله للـكهرباء يصل إلى حوالى ٦١٪ من موصلية النحاس . .

وبمجرد إنتاج الكابلات الكهربائية ذات الموصلات الألومنيوم أصدر السيد/نائب رئيس الوزراء لشئون الصناعة قراراً بضرورة تصنيع جميع كابلات الضغط العالى وبعض المقاسات من كابلات الضغط الواطى والأسلاك العادية بموصلات ألومنيوم حفظاً على ثروة البلاد من العملات الأجنبية وتطويراً لصناعاتنا ومسايرة لركب التقدم العالمى .

ويستطرد المهندس حسن عبد الفتاح ابراهيم رئيس مجلس إدارة الشركة فيقول إن الشركة تهدف من تعميم استخدام هذه الكابلات إلى توفير العملات الصعبة المستخدمة فى استيراد الخامات اللازمة بجانب تخفيض تكاليف الأعمال الكهربائية حتى لا ترتفع تكاليف تنفيذ الخطة الخمسية الثانية عما هو مقدر لها ، وبالرغم من زيادة مقطع الموصلات الألومنيوم عن بدياتها النحاس لنفس شدة التيار وبالرغم من زيادة سمك الطبقة العازلة والغلاف وبالتالى زيادة كمياتها فإن أسعار الأسلاك العادية بموصلات ألمنيوم ومعزولة بالبلاستيك طراز ٧٥٠ ب مثلا توفر حوالى ٢٠ — ٤٠٪ عن مرادفتها النحاس المسعرة على أساس أسعار النحاس العادية (٢٣٤ جنيه انجليزى للطن) فإذا قدرت أسعار هذه الأسلاك على أساس أسعار النحاس الحالية فى بورصة لندن (٥٠٠ جنيه إنجليزى للطن) فإن التخفيض يصل إلى ٦٠ — ٧٠٪ كما أن وزن هذه الأسلاك الألومنيوم المعزولة بالبلاستيك تقل فى الوزن بحوالى ٣٠ — ٤٥٪ عن مثيلتها النحاس .

أما فى الكابلات الأرضية ذات الضغط العالى فإن أسعار الكابلات الألومنيوم تمثل وفراً قدره ١٠ — ٣٠٪ عن أسعار الكابلات النحاس بينما يزيد وزن الكابل زيادة طفيفة بحوالى ٥ — ٧٪ نتيجة لزيادة كميات رصاص التغليف وشريط التسليح .

وبالمثل فى الكابلات الأرضية ذات الضغط المتوسط فإن أسعار الكابلات الألومنيوم تحقق وفراً قدره ١٥ — ٤٠٪ عن أسعار الكابلات النحاس ولا تبدو هذه الحقيقة واضحة فى الوقت الحاضر حيث أن هذه الكابلات النحاس مسعرة رسمياً من وزارة الصناعة عندما كانت أسعار النحاس ٢٣٤ جك للطن فى بورصة لندن بينما ارتفع سعره حالياً إلى حوالى ٥٠٠ جك وكان سعر الرصاص ٥٥ جك للطن فى بورصة لندن وصل الآن إلى ١٥٥ جك بينما زاد سعر الشريط الصلب بمقدار ١٥٪ .

ومن المنتظر أن تقوم الشركة فى القريب العاجل بتعميم استخدام الموصلات المعزولة والمغلفة بالبلاستيك بدلا من العزل بالورق المشبع بالزيت والتغليف بالرصاص وهذه الطريقة ستحقق وفراً كبيراً فى تكاليف كابلات الضغط الواطى بالإضافة إلى تخفيض كبير فى وزن الكابل سيصل إلى ٣٠ — ٥٠٪ .

وهناك حقيقة واضحة ومعروفة وهى أن لحام وتوصيل الموصلات الألمنيوم يحتاج إلى بعض العناية والحرص فإحدى خواص الألومنيوم المعروفة هى سرعة تكوين طبقة أكسيد شفافة فوق السلك بمجرد تعرضه للهواء وهذه الطبقة تتكون فى ثوان قليلة وهى غير ظاهرة للعيان حيث إنها شفافة . وفى حين تبدو فائدة هذه الطبقة فى الموصلات العارية إلا أنها تسبب بعض المتاعب فى الكابلات المعزولة حيث يجب إزالة هذه الطبقة الشفافة قبل عمل اللحام .

وفى الأسلاك المعزولة بالبلاستيك فإنه من الأفضل دائماً أن يستخدم Lug نحاس ويلحم فى طرف السلك بدلا من لف السلك وعمل حلقة تثبت فى مسمار وورده الزنق .

ويستلزم عمل التوصيلات فى الكابلات الأرضية التخلص من طبقة الأكسيد المتكونة على سطح الألومنيوم حتى يسهل لحامه . وتختلف طرق إزالة هذه الطبقة تبعاً لطريقة اللحام ونوع المادة المضافة . . وأفضل الطرق للحام الموصلات الألمنيوم هى إضافة كمية من معدن الموصل المنصهر أو من سبيكة تماثله لتملأ فراغاً بين الأجزاء المراد لحامها بعد رفع درجة حرارة هذه الأجزاء حتى تنصهر وتختلط مع المادة المضافة . . . مع تحريكها ميكانيكياً أثناء عملية الإنصهار حتى تنكسر القشرة السطحية من الأكسيد وتتحلل ويتماسك المعدن بعد فترة من التبريد فى الجو الطبيعى يبدو بعدها الموصل متجانساً ومحتفظاً بقدرته على التوصيل الكهربائى وخواصه الطبيعية .

شركة مطابع محرم الصناعية

ذاكرة من ربع قرن فى الميدان

- ٢٥ ألف طن من صناديق الكرتون المضلع المتعدد الطبقات ..
- شركات الغزل والترانزستور والخضروات والفاكهة وغيرها ومدى اعتمادها على الشركة

إحدى سمات السنوات العشر الماضية بعد قيام ثورة يوليو ١٩٥٢ ، هى التوسع فى الإنتاج ، والتحول من الاستيراد إلى التصدير . وكان نتيجه لذلك ، هو قيام نوع من المصانع يخدم هذه العمليات الواسعة من الإنتاج ، والتصدير . هذا النوع من المصانع ، هو الذى يوقف إنتاجه على العبوات ومنتجات التغليف وهو ما يسميه رجال الصناعة ، بالصناعات التكميلية وهى التى تكمل الإطار العام للصناعة . وفى هذا الميدان ، تقف شركة مطابع محرم الصناعية ، كواحدة من أكبر شركاتنا فى الجمهورية العربية المتحدة ، بل وفى منطقة الشرق الأوسط كلها . وقد تأسست مطابع محـــرم الصناعية عام ١٩٣٧ ، وكان غرضها القيام بصناعة الطباعة الراقية بعدة ألوان ، وعلى أحدث الطرق الفنية ، بجوار إنتاج العبوات المطبوعة ، ومنتجات التغليف وورق اللعب ، والورق المصمغ . ولم يقف نشاطها منذ إنشائها عند هذا الحد . بل تعدته . . نظراً لمتطلبات المحلية . . إلى صناعة مرشحات السجاير .

الإنتاج :

وفى الحديث عن الإنتاج فى شركة مطابع محرم . ينبغى أن نقدم هذه النقط .

— يصل إنتاجها من صناديق الكرتون المضلع إلى ١٢٠٠٠ طن سنوياً .

— يجرى الآن تركيب ماكينات لزيادة الطاقة الإنتاجية من هذه الصناديق إلى ١٦٠٠٠ طن سنوياً . وسينتهى العمل فى تركيب الماكينات خلال أيام . يبدأ بعدها الإنتاج .

— تعتمد الشركات العاملة فى إنتاج الغزل وأجهزة الترانزستور والخضراوات والفاكهة وخلافها على إنتاج الشركة من المغلفات والعلب والصناديق ، لاستخدامها بدلاً من الصناديق المصنوعة من الخشب .

— فى خطة الشركة رفع طاقتها الإنتاجية بإنشاء وحدات جديدة منها وحدة مرشحات السجاير . ووحدة الإنتاج ٢٥ ألف طن صناديق عبوات من الكرتون المضلع المتعدد الطبقات .

— نظراً لجودة إنتاج الشركة . فقد أقبل عليه العملاء من كافة الأقطار الصديقة وخاصة الإفريقية والآسيوية .

— فى مجال الطباعة والتجهيز . تقوم الشركة بطبع وتجهيز هذه الأصناف :

١ — التقاويم .
٢ — ورق الخطابات .
٣ — النشرات الدعائية .
٤ — البطاقات بأنواعها .
٥ — علب وأدراج السجاير .
٦ — الشيكات .
٧ — العلب بأنواعها .
٨ — الأسهم .

وإذا كان هذا هو إنتاج الشركة . الذى حاولنا أن نذكره فى نقط سريعة . فإن شركة مطابع محرم تعتبر بهذا رائدة فى مجال عملها . تدفع عجلة الإنتاج . إحساس بالمسئولية فى نطاق الخطة المرسومة للدولة . وتدفع بالاقتصاد القومى إلى الأمام من أجل إقامة مجتمع الكفاية والعدل .

مشروع
استصلاح ٢١٠ ألف فدان بالصحراء الغربية

أولا — تمهيد :

لقد ورد فى الباب السابع من الميثاق أن هناك ثلاثة آفاق يجب أن تنطلق إليها معركة الإنتاج الجبارة من أجل تطوير الريف .

أولها هو الامتداد الأفقى فى الزراعة عن طريق قهر الصحراء والبوار وأن عمليات استصلاح الأراضى الجديدة لا يجب أن تتوقف ثانية واحدة .

ومن هنا اتجه العزم إلى التوسع الزراعى فى مساحة شاسعة من الصحراء الغربية تبلغ نحواً من ٢١٠ ألف فدان تبين من الأبحاث التى أجريت عليها أنها من أجود أراضى الجمهورية وأسرعها استجابة للاستصلاح والاستزراع .

ثانياً — اتفاقية التعاون بين الجمهورية العربية المتحدة وحكومة اتحاد الجمهوريات السوفيتية الاشتراكية .

ونظراً لما للجمهوريات السوفيتية من خبرة واسعة بأعمال الاستصلاح والاستزراع والتعمير فى المناطق الصحراوية بالطرق الآلية وبالوسائل العلمية والفنية الحديثة وبدافع من الرغبة المشتركة فى تدعيم علاقات الصداقة والتعاون الاقتصادى والفنى بين الجمهورية العربية المتحدة وبينها .

فقد تم عقد اتفاقيتين بينهما وقعتا فى موسكو بتاريخ ٢٢ سبتمبر سنة ١٩٦٤ الأولى بغرض التعاون فى استصلاح ٢٠٠ ألف فدان من الأراضى الصحراوية بالجمهورية ، والثانية بشأن تقديم المعدات والآلات الزراعية اللازمة لإنشاء مزرعة كبيرة كاملة بجميع المعدات ومجهزة بوسائل الرى على مساحة ١٠٠٠٠ فدان .

وقد صدر قرار رئيس الجمهورية بالموافقة على هاتين الاتفاقيتين بعد أن وافق عليهما مجلس الأمة .

وكان للمؤسسة المصرية العامة لتعمير الأراضى الشرف الأكبر أن تضطلع بهذا المشروع الحيوى والضخم بالاستعانة بمختلف أجهزة الدولة فى مجالات تخصصها .

ثالثاً — وصف عام للمشروع :

(أ) الموقع :

تقع هذه المنطقة بوجه عام بالصحراء الغربية وتحد شرقاً بترعة النوبارية شمال الكيلو ٥٠٫٠٠٠ وشمالا ببحيرة مريوط وتمتد غرباً فى الصحراء الغربية لمسافة خمسين كيلو متراً غرب الطريق الصحراوى الموصل بين القاهرة والإسكندرية والذى يخترق المنطقة من الكيلو ٤٧ حتى بلدة العامرية .

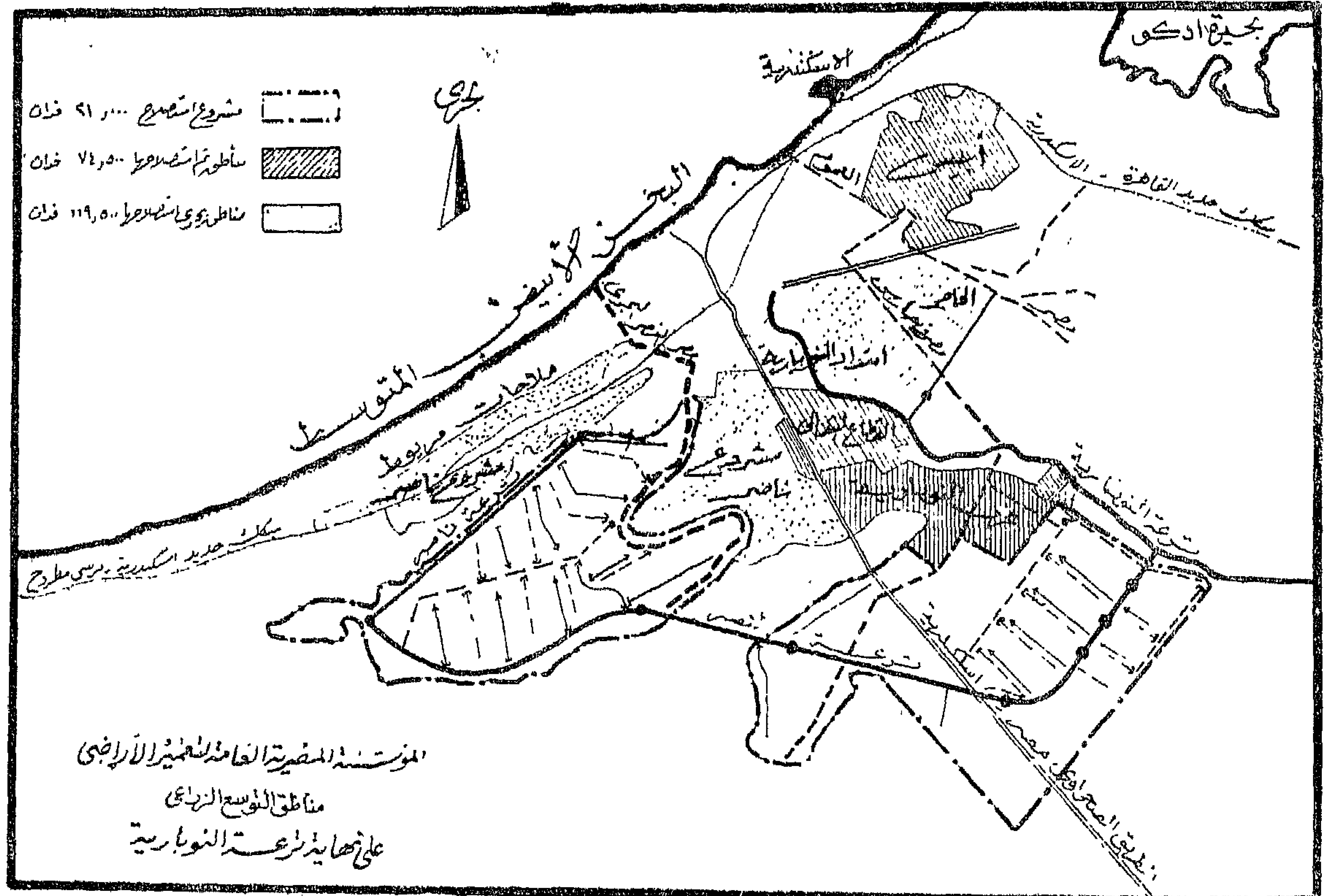
وتنقسم هذه المساحة بالنسبة لموقعها إلى ثلاثة مناطق :

المنطقة الأولى ومساحتها ٧٠٠٠٠ فدان وتقع شرق الطريق الصحراوى المنطقة الثانية ومساحتها ٥٠٠٠٠ فدان وتقع غرب الطريق الصحراوى على حدود المنطقة الأولى .

المنطقة الثالثة ومساحتها ٩٠٠٠٠ فدان وتقع فى الوادى المتاخم على بعد حوالى ١٠ كيلو مترات من شاطىء البحر الأبيض المتوسط ويفصلها عن الأولى نطاق صخرى غير صالح للزراعة .

(ب) نوع التربة :

تتميز هذه المنطقة بصفة عامة بجودة تربتها . إذ أسفرت الدراسة



التصنيفية التى أجريت عليها عن وجود الأنواع الآتية من الأراضى :

١ — ٧٠٠٠٠ فدان الواقعة شرق الطريق الصحراوى طبيعتها رملية طينية .

٢ — ١٥٠٠٠٠ فدان الواقعة غرب الطريق الصحراوى طبيعتها طميية جيرية .

وجميعها بوجه عام أراضى غير ملحية وقلويتها منخفضة فيما عدا بعض الأملاح فى المساحة الأولى والتى يمكن التخلص منها بسهولة نظراً لطبيعة أرضها الرملية .

(ج) مصدر الرى :

تقع مساحة المشروع ضمن زمام التوسع الجديد على ترعة النوبارية التى تأخذ من رياح البحيرة من أمام قنطرة كفر بولين كيلو ٨٢ .

رابعاً — أعمال تحضير المشروع :

تستلزم أعمال التحضير إجراء الدراسات الآتية :

(أ) دراسات للتربة وتشمل :

١ — عمل قطاعات فى التربة بعمق من ١,٥ — ٣,٠ متر على أبعاد مناسبة وأخذ عينات من كل طبقة وتحليلها .

٢ — توزيع درجات الملوحة فى طبقات التربة المختلفة .

٣ — تحليل كامل لصفات التربة الكيمائية وبعض الصفات الطبيعية .

٤ — تقسيم أراضى المنطقة حسب أنواع تربتها وعمل خرائط تفصيلية لها .

ومن المقرر نهو أعمال هذه الدراسات فى نهاية شهر يونية سنة ١٩٦٥ .

(ب) دراسة مساحة وطبوغرافية وتشمل :

١ — رفع جميع المعالم الطبيعية والطبوغرافية بالمنطقة .

٢ — عمل ميزانية شبكية .

٣ — عمل خرائط كنتورية بمقياس ١ : ٢٥٠٠ .

٤ — عمل خرائط مصغرة بمقياس ١ : ١٠٠٠٠ .

ومن المقرر نهو هذه الدراسات فى نهاية شهر أغسطس سنة ١٩٦٥ .

(ج) دراسة هيدرولوجية وتشمل :

١ — حفر آبار الرصد العميقة بالعدد المناسب .

٢ — دراسة معامل النفاذية للطبقات الأرضية العميقة .

٣ — دراسة الملوحة الكلية فى طبقات التربة .

٤ — دراسة مواقع وأعماق الطبقات الصماء .

٥ — دراسة حركة ومناسيب المياه الجوفية .

ومن المقرر نهو هذه الدراسات فى شهر سبتمبر ١٩٦٥ .

(د) دراسة مصادر الرى العامة وتشمل :

١ — توسيع قطاع رياح البحيرة من الفم حتى كيلو ٨٢ (قنطرة كفر بولين) ليسمح بتمرير تصرف قدره ٢٤ مليون متر مكعب يومياً .

٢ — إنشاء قنطرة حجز على فرع رشيد وعمل وصلة من أمام هذه القنطرة لتغذية الرياح خلف قنطرة كفر بولين بتصرف قدره ١٦ مليون متر مكعب يومياً لرى الزمام المرتب خلف القنطرة .

٣ — توسيع ترعة النوبارية من الفم حتى كيلو ٥٦ وتعديل الأعمال الصناعية عليها لتمرير التصرف اللازم للمشروع مع إنشاء قنطرة حجز كيلو ٥٦ على ترعة النوبارية .

وينتظر نهو هذه الدراسات فى آخر يونية سنة ١٩٦٥ .

(هـ) دراسة شبكة الرى والصرف الداخلية وتشمل :

١ — إنشاء ترعة رئيسية (ترعة النصر) وفروعها وإقامة الأعمال الصناعية عليها .

٢ — إقامة سبعة محطات طلمبات كهربائية للرى بالرفع على هذه الترعة وهى كالآتى من واقع الدراسات المبدئية التى أجريت على خرائط بمقياس ١ : ١٠٠٠٠٠ .

محطة رقم /١ تصرفها ١,٥٠ م٣/ الثانية برفع ١٢ متر .

محطة رقم /٢ تصرفها ٥٤,٠ م٣/ الثانية برفع ٥,٥ متر .

محطة رقم /٣ تصرفها ٥٠,٨ م٣/ الثانية برفع ٥,٥ متر .

محطة رقم /٤ تصرفها ٣٩,٧ م٣/ الثانية برفع ٥,٥ متر .

محطة رقم /٥ تصرفها ٢٩,٥ م٣/ الثانية برفع ١٢ متر .

محطة رقم /٦ تصرفها ٢٠,٦ م٣/ الثانية برفع ١١ متر .

محطة رقم /٧ تصرفها ٨,٧ م٣/ الثانية برفع ١١ متر .

٣ — إنشاء حوالى ٧٥ محطة طلمبات كهربائية فرعية تصرف كل منهما ٠,٦ م٣/ الثانية رفع قدره ٥ متر .

٤ — إنشاء حوالى ٥٥ وحدة طلمبات كهربائية تصرف كل منهما ٠,٣٦ م٣/ الثانية برفع مانومترى قدره ٦٥ متر . وذلك فى المساحة المقترح ريها بالرش بالمشروع وقدرها ٣٠٠٠٠ فدان .

٥ — إنشاء المصرف الرئيسى للمنطقتين الأولى والثانية (مصرف النصر الجنوبى) وفروعه ليمر تحت ترعة النوبارية ويصب فى الترعة الآخذة من مصرف العموم للتغذية الجزئية لترعة النوبارية . وبذلك يتسنى الانتفاع بجزء من مياه المصرف فى المنطقتين الأولى والثانية فى عمليات الرى .

٦ — إنشاء المصرف الرئيسى للمنطقة الثالثة (مصرف النصر الشمالى) وفروعه ومن المقرر الإنتهاء من هذه الدراسات فى آخر إبريل سنة ١٩٦٦ .

(و) دراسة شبكة الكهرباء وتشمل :

١ — إنشاء محطة محولات رئيسية لتحويل ضغط التيار من ٢٢٠ كيلو فولت (ضغط الشبكة الرئيسية المقررة بين القاهرة والإسكندرية) إلى ٦٦ كيلو فولت لتغذية جميع محطات الرى والمصانع والمنشآت والمرافق العامة بالمشروع .

٢ — مد شبكة كهربائية ضغط ٦٦ كيلو ڤولت لتغذية محطات الطلمبات والمصانع والمرافق .

٣ — إنشاء محطة محولات لتحويل ضغط التيار من ٦٦ كيلو فولت إلى ١١ كيلو فولت لتغذية المصانع بالضغط المتوسط .

٤ — إنشاء المحولات اللازمة لتحويل الضغط إلى ٣٨٠ فولت .

ومن المقرر الإنتهاء من هذه الدراسات فى آخر يونية سنة ١٩٦٧ .

(ز) دراسة أعمال الاستصلاح الداخلية للمشروع وتشمل :

١ — تقسيم مساحة المشروع إلى مزارع جماعية تتراوح مساحة كل منها بين ٨٠٠٠ فدان ، ١٢٠٠٠ فدان .

٢ — تقسيم المزارع إلى قطع ذات مساحات مناسبة للزراعة الآلية أى حوالى ٢٠ فدان على الأقل .

٣ — تصميم شبكة الرى والصرف والأعمال الصناعية عليها ومحطات الطلمبات الفرعية بما يتناسب والزراعة الآلية .

٤ — تبطين المساقى المارة فى المنطقة الرملية تخفيضاً لنسبة الفاقد فى مياه الرى .

٥ — دراسة مناسيب ومكعبات التسوية مع مراعاة جعلها فى أضيق الحدود المحافظة على خصوبة الطبقة السطحية .

ومن المقرر الإنتهاء من هذه الدراسات فى آخر يونية سنة ١٩٦٧ .

(ح) دراسة أعمال الإسكان والتعمير وتشمل :

١ — إنشاء حوالى ٢١ قرية مركزية بمنطقة المشروع بمعدل قرية مركزية لكل مساحة متوسطة قدرها ١٠٠٠٠ فدان .

٢ — إنشاء حوالى ٨٤ قرية خدمة بمعدل قرية لكل ٢٠٠٠ فدان .

وتحتوى هذه القرى على مساكن العمال الزراعيين والموظفين اللازمين لإدارة المشروع ومبانى الخدمات العامة من صحة وتعليمية واجتماعية وبيطرية وتنظيمية وتجارية وأمن . وكذلك مساكن العاملين بمراكز هذه الخدمات .

ومن المقرر الإنتهاء من هذه الدراسات فى آخر أغسطس سنة ١٩٦٥ .

(ط) دراسة المرافق العامة وتشمل :

١ — المحطات وخزانات مياه الشرب شاملة لجميع الأعمال المدنية والميكانيكية .

٢ — شبكات المواسير وما يلزم لها من محابس وعدادات وروافع .

(ى) دراسة مشروعات الطرق وتشمل :

١ — الطرق الرئيسية .

٢ — الطرق الفرعية .

(ك) دراسة مشروعات إنارة القرى وتشمل :

١ — إمداد القرى بشبكة كهربائية للانارة بضغط ٣٨٠ فولت .

٢ — عمل شبكة كهربائية داخلية لإنارة الطرق والمبانى العامة والمساكن .

خامساً — أعمال التنفيذ والبرامج الزمنية المبدئية الموضوعة لها .

(ا) أعمال تمهيدية :

١ — الطرق اللازمة للتشغيل وسوف تنفذ على ثلاث مراحل :

الأولى لمساحة ٦٠٫٠٠٠ فدان تنتهى فى ١/١٠/١٩٦٥ .

الثانية لمساحة ٤٠٫٠٠٠ فدان تبدأ فى ١/٤/٦٦ وتنتهى فى ١/١٠/٦٦ .

الثالثة لمساحة ١٠٫٠٠٠ فدان تبدأ فى ١/٤/٦٥ وتنتهى فى ١/١٠/٦٧ .

٢ — مستعمرات التشغيل :

وتبدأ إنشاؤها فى ١/٧/١٩٦٥ وينتهى فى ١/٧/١٩٦٦ .

٣ — مصانع مواد البناء :

وتبدأ إنشاؤها فى ١/٧/١٩٦٥ وتنتهى فى ١/٧/١٩٦٦ .

(ب) مشروعات الرى الكبرى :

١ — تبلغ المكعبات التقديرية للأتربة لتشغيل مشروعات الرى والصرف الكبرى اللازمة لهذا المشروع ٥٢ مليون متر مكعب .

وفيما يلى توزيعها على مجارى الرى والصرف المختلفة وعلى سنوات التنفيذ:

إسم المجرى	جملة المكعب مليون متر مكعب	٦٦/٦٥	٦٧/٦٦	٦٨/٦٧	٦٩/٦٨	٧٠/٦٩
توسيع رياح البحيرة	٦٫٠	١٫٠	٢٫٠	٣٫٠	—	—
توسيع ترعة النوبارية	٩٫٥	١٫٠	٢٫٥	٣٫٠	١٫٥	١٫٥
ترعة النصر وفروعها	٢٠٫٠	—	٥٫٥	٧٫٥	٥٫٥	٢٫٠
مصرف النصر القبلى وفروعه	٤٫٠	—	٢٫٥	١٫٥	—	—
مصرف النصر البحرى وفروعه	٩٫٥	—	—	—	٥٫٥	٤٫٠
وصلة التغذية من فرع رشيد	١٫٠	—	—	١٫٠	—	—
الجملة	٥٠٫٠	٢٫٠	١٢٫٥	١٦٫٠	١٢٫٥	٧٫٥

٢ — تبلغ المكعبات التقديرية لأعمال الخرسانات والمبانى حوالى ٣٠٠ ألف متر مكعب .

٣ — طبقاً للخطة المبدئية المرسومة لهذا المشروع فإنه يجب البدء فى تركيب محطات الطلمبات السابق الإشارة إليها على الوجه التالى :

محطات رقم ١ ، ٢ ، ٣ من ١ يناير سنة ١٩٦٧ .

محطات رقم ٤ ، ٥ من ١ سبتمبر سنة ١٩٦٧ .

محطات رقم ٦ ، ٧ من ١ مارس سنة ١٩٦٨ .

٤ — من المقرر البدء فى تصنيع الطلمبات والآلات بمعرفة المصانع فى سبتمبر سنة ١٩٦٥ ولذلك فمن المتفق عليه إيفاد طائفة من الإخصائيين بالجمهورية العربية المتحدة إلى الاتحاد السوفيتى ومعهم كافة البيانات الخاصة بالطلمبات .

٥ — من المقرر استيراد الأدوات والآلات ووسائل النقل اللازمة لهذا المشروع من الاتحاد السوفيتى . وقد تم حصرها وتوزيعها على سنوات من عام ٦٥/٦٦ حتى عام ٦٨/٦٩ بما يطابق برنامج التشغيل . وتتضمن هذه الآلات ستاير حديدية وصاج للبوابات وشفاطات وحفارات وخلاطات ومحطات توليد كهرباء وأدوات ورش ميكانيكية وأوناش وخلافه .

٦ — فيما يلى المواعيد المقررة للبدء والنهو لأعمال الرى الكبرى .

١ — توسيع رياح البحيرة على الأورنيك النهائى ويجرى حاليا وينتهى فى ١/٧/١٩٦٨ .

٢ — توسيع ترعة النوبارية تبدأ فى ١/٧/١٩٦٥ وينتهى فى ١/٧/١٩٦٩ .

٣ — ترعة النصر وفروعها تبدأ فى ١/٧/١٩٦٥ وتتم فى ١/٧/١٩٦٩ .

٤ — محطات طلمبات الرى الرئيسية والمحولات تبدأ فى ١/٧/١٩٦٥ ، وينتهى فى ١/١/١٩٦٩ .

٥ — قنطرة حجز فرع رشيد تبدأ فى ١/١٢/١٩٦٥ وينتهى فى ١/٧/١٩٦٨ .

٦ — وصلة التغذية من فرع رشيد تبدأ فى ١/٧/٦٦ وتنتهى فى ١/٧/١٩٦٨ .

٧ — المصارف الرئيسية وفروعها والأعمال الصناعية عليها تبدأ فى ١/٧/١٩٦٥ وتنتهى ١/٧/١٩٦٩ .

(ج) عمليات الإستصلاح :

قسمت مساحة الـ ٢٠٠ ألف فدان بالنسبة لعمليات الإستصلاح إلى ثلاثة أقسام :

القسم الأول : ومساحته ٣٠٠٠٠ فدان أراضى رملية طميية مقرر ريها بالرش وتتضمن أعمال الإستصلاح الخاصة به ما يأتى :

١ — إنشاء ٥٥ محطة ضغط .

٢ — تمهيد الأرض وتكوين الجسور .

٣ — إنشاء مجارى الرى الداخلية والأعمال الصناعية عليها .

٤ — توريد وتركيب المواسير الأسبستوس وملحقاتها .

٥ — توريد وتركيب المواسير الألميوم والرشاشات .

٦ — رصف الطرق الداخلية .

ومن المقرر البدء فى تنفيذ أعمال هذا القسم فى ١/١/١٩٦٦ وتتم فى ١/١/١٩٦٨ .

القسم الثانى : ومساحته ٣٠٠٠٠ فدان أراضى رملية طميية مقرر ريها بالغمر ويتضمن أعمال الإستصلاح الخاصة به ما يأتى :

١ — إنشاء ١٥ طلمبة رى فرعية .

٢ — تسوية وتكوين الجسور .

٣ — إنشاء مجارى الرى والصرف الداخلية والأعمال الصناعية عليها .

٤ — رصف الطرق الداخلية .

ومن المقرر البدء فى تنفيذ أعمال هذا القسم فى ١/١/٦٦ وتنتهى فى ١/١/١٩٦٨ م القسم الأول .

القسم الثالث : ومساحته ١٤٠٠٠٠ فدان أراضى طمية جيرية مقرر ريها بالغمر . وتتضمن أعمال الاستصلاح الخاصة به ما يأتى :

١ — إنشاء ٦٠ طلمبة رى حقلية .
٢ — تسوية وتشوين الجسور .
٣ — إنشاء مجارى الرى والصرف الداخلية والأعمال الصناعية عليها .
٤ — رصف الطرق الداخلية .

ومن المقرر البدأ فى تنفيذ أعمال هذا القسم فى ١/١٠/١٩٦٦ على أن تنتهى فى ٣٠/٦/١٩٧٠ .

هذا ومن المقرر استيراد جميع الآلات والمعدات اللازمة لأعمال الإستصلاح من الاتحاد السوفيتى . وتشمل هذه الآلات الجرارات والحفارات وآلات حفر المصارف وخلافه .

كما تقرر سفر فنيين فى أعمال الإستصلاح إلى الاتحاد السوفيتى لمشاهدة مشروع إصلاح الأراضى وذلك طبقاً للاتفاق التنفيذى الذى وقعه الجانبين العربى والسوفيتى .

(د) مشروعات الإسكان والتعمير — وتتضمن الآتى :

١ — محطات مياه الشرب والشبكات .
٢ — مبانى الخدمات العامة وإسكان العاملين .
٣ — شبكة كهرباء الضغط المتوسط ومحولاتها .
٤ — الطرق داخل القرى .

ومن المقرر البدأ فى هذه المشروعات فى ١/١١/١٩٦٥ على أن تنتهى فى ٣٠/٦/١٩٧٠ .

(هـ) شبكة كهرباء الضغط العالى :

من المقرر أن يبدأ تنفيذها فى ١/١/١٩٦٧ وتنتهى فى ١/٧/١٩٦٨ .

(و) العمليات الزراعية وتشمل :

١ — تقسم المناطق إلى مزارع جماعية مساحة كل منها حوالى ١٠٠٠٠ فدان .
٢ — يبدأ زراعتها فى السنتين الأوليتين بالبرسيم والشعير واللوبيا ثم بالقمح والفول والشعير والقطن والخضروات
٣ — تستمر فترة الاستزراع ثلاث سنوات فى الأرض الرملية وسنتين فى الأرض الصفراء — وبعد هذه الفترة تزرع بالموالح والكروم والبرسيم الحجازى والقطن وبنجر السكر والخضروات ومحاصيل البذور الزيتية .
٤ — تتم جميع العمليات الزراعية بالآلات التى تستورد من الاتحاد السوفيتى ولذلك فقد تقرر إيفاد مجموعة من الإخصائيين العرب إلى الاتحاد السوفيتى لدراسة استخدام هذه الآلات فى مختلف العمليات الزراعية كما سيتم إيفاد بعض الخبراء الروس إلى الجمهورية العربية المتحدة لهذا الغرض .

سادساً — أهداف المشروع :

١ — تحقيق توسع زراعى أفقى يعتمد على الإستفادة بجزء كبير من مياه السد العالى فى رى مساحة ٢١٠ ألف فدان من الأراضى الصحراوية .
٢ — تشغيل أكبر قدر من القوى العمالية .
٣ — التوسع فى إنتاج الفاكهة بغرض التصنيع والتصدير .
٤ — إدخال زراعة بنجر السكر فى الجمهورية وإقامة صناعة جديدة عليها لاستخراج السكر منها .
٥ — زيادة إنتاج الخضر بغرض سد احتياجات السوق المحلى والتصدير .
٦ — التوسع فى إنتاج محاصيل الزيوت لسد احتياجات الإنسان واستخدام مخلفاتها لتصنيع العلف الحيوانى .
٧ — زيادة الثروة الحيوانية لمواجهة احتياج الاستهلاك المحلى المتزايدة .
٨ — الحصول على قدر مناسب من النقد الأجنبى اللازم لأغراض التنمية الاقتصادية مقابل تصدير بعض المنتجات الزراعية .

وبتحقيق هذه الأهداف سوف يساهم هذا المشروع فى تحقيق السياسة الإنتاجية والتوازن الاقتصادى فى مجال التنمية الزراعية والصناعية بالجمهورية .

HARD CURRENCY WORTH ABOUT L.E. 500,000 SAVED BY ORGANIC CHEMICAL INDUSTRIES COMPANY, S.A.E.
(Affiliated to Egyptian General Organization for Chemical Industries.)



The manufacture of organic chemicals did not flourish in our country till after the Revolution, when this type of industry had to keep with our general industrial progress and scientific development, thus breaking down the monopoly of the foreign markets.

The Organic Chemical Industries. Co helped to lay dawn the foundation in our Country for this type of industry and to develop it according to the most recent scientific processes. The products of this Company will save hard currency worth about L.E. 500,000 annually.

The factories of this Company are now under erection in Hawamdia on an area of approximately 20 acres. The annual production of these factories will amounts to about 4,000 tons of organic chemicals. The capital of the project is about 2 million pounds, and the value of the annual production will be about one million pounds. The primary products of these factories are: acetone, butyl alcohol, ethyl acetate, butyl acetate, thinners..., while the secondary products are: hydrogen, carbon dioxide and fermentation wastes. All the starting materials are available locally, the most important of which are: sugar molasses, rice bran, sulphuric and acetic acids and ammonia.

The manpower of the project is about 600 and their annual wages amount to approximately L.E. 100,000.

Indeed, the Organic Chemical Industries Co., helps to realize a new victory in the field of Manufacture of Organic Chemicals and presents a valuable production which will help to reinforce our Great Industrial Progress. It is expected that the production of this project will start during this year.

Future expansion of such a project is eminent to cope qith the ever-increasing local consumption of Organic Chemicals in this country alongside with the diversification of processes covering the unlimited and urde field of chemicals not disregarding exportation possibilities to the ultimate aim of increasing foreign currency reserves.

SYNOPSIS OF THE SUBJECTS PUBLISHED IN THE ARABIC SECTION



BRAKING DISTANCE AND TIME ON RAILWAYS

By

Dr. Ing. MOHAMED ABD-EL-RAHMAN EL-HAWARY

Dr. Ing., M. Sc., B. Sc. (hon.)

Lecturer at Faculty of Engineering, Cairo University.

The various factors, which affect the braking distance and time on railways for goods and passenger trains are discussed in this article. It is shown also how to raise the efficiency of braking for both kinds of trains.

The train effective braking power expresses the specific force which brakes the train per one ton weight of train :

Train effective braking power :

$$= \frac{\Sigma P_{i}}{W_{l} + \Sigma W_{w}} \times 100$$

Where : ΣP = total force between brake shoes and wheels for all axes of the train, which are provided with broke;

W_l = weight of locomotive;

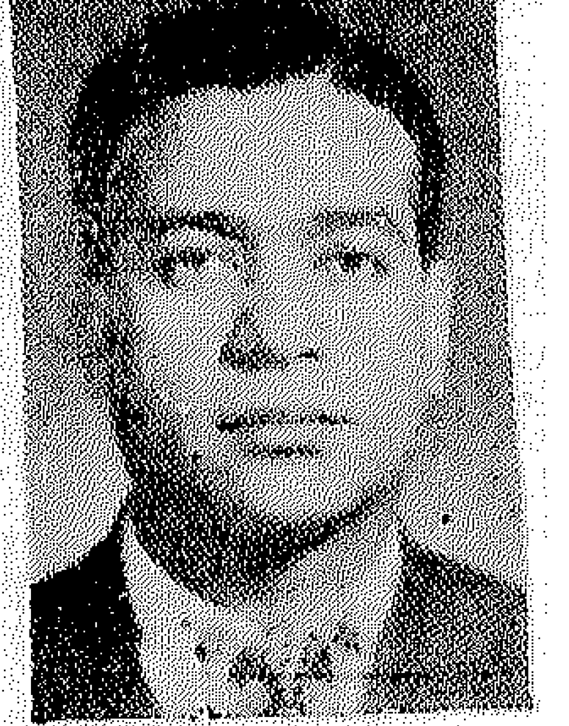
ΣW_w = total weight of wagons whether provided, or not, with brakes.

A summary of the experimental researches is given for determining the coefficient of friction Φ between wheel and brake shoes and also the coefficient of friction μ between wheel and rail. A simple graphical method for calculating the braking distance and time is explained. This method takes into consideration the variation in pressure at the brake cylinder and also the variation of the coefficient Φ which occurs due to the variation of the pressure and speed .

A graphical relation between braking distance and speed is calculated for a passenger train, having an effective braking power of 75%, which confirms with the specification of the Egyptian Railways. The least coefficient of frictions Φ which are calculated experimentally during running of trains are adopted. A comparison between the maximum speeds, which are permissible for this train according to the previous calculations and those according to the specifications of the German Federal Railways, shows no important differences.

Also, graphical relations between the braking distances, the maximum speeds, and the effective braking power of goods trains are calculated. A comparison between these terms and those according to the specifications of the German Federal Railways shows also no important differences.

When fixing the distance between warning and home signals according to the maximum speed of passenger trains and its effective braking power, it is easy, with help of the above given graphical relations, to determine the effective braking power of goods trains, when their maximum speeds are known.



Dr. SALAH M. SAID :

— B.Sc. Mechanical Engineering, Cairo University, 1949.

— M.Sc. Production Engineering, Ain Shams University, 1955.

— Ph.D. Production Engineering, Manchester University, 1958.

— Lecturer in Production Engineering at Faculty of Engineering Ain Shams University.

ABOUT THE AUTHORS





Dr. AHMED ALI EL-ERIAN :

— B.Sc. Civil Eng. Faculty of Engineering, Cairo University, 1946.

— Ph.D. Structural Eng. Cairo University, 1951.

— Professor of Materials, Faculty of Engineering, Cairo University.

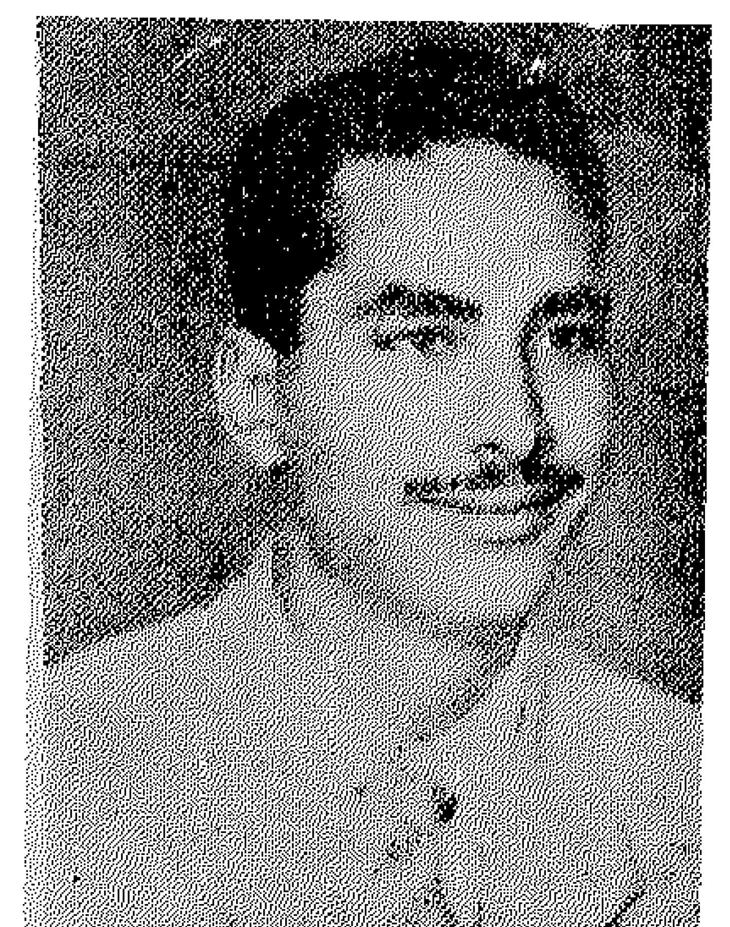


Dr. YAHIA MOSTAFA EL-AGAMAWI :

— B.Sc. Chem. Eng. Faculty of Engineering, Cairo University 1947.

— Ph. D. Chem. Eng. Sheffield University, 1953.

— Assistant Professor, Faculty of Engineering, Cairo University.



Eng. ABDEL HAMID YOUSIF SOLIMAN :

— B.Sc. Civil Eng., Cairo University, 1958.

— M.Sc. Civil Eng., Cairo University, 1965.

— Engineer, Research Center, Suez Canal Authority, Ismailia.

As an example, two performance curves are given here for terminal condensers of 420 u. F. / phase, for pure resistive and O .8 P.F. inductife loads respectively. The machine used is a 3- phase 10 H.P., 50 c/s, 250 volt induction machine. The constants of this machine per phase are :—

R_s = 0.159 ohm, R_r' = 0.213 ohm, X_s = 0.53 ohm

X_r' = 0.61 ohm, — = 1.562

The magnetization curve is given in figure (7) and the effect of saturation is taken into consideration in the calculations.

(9) REFERENCES

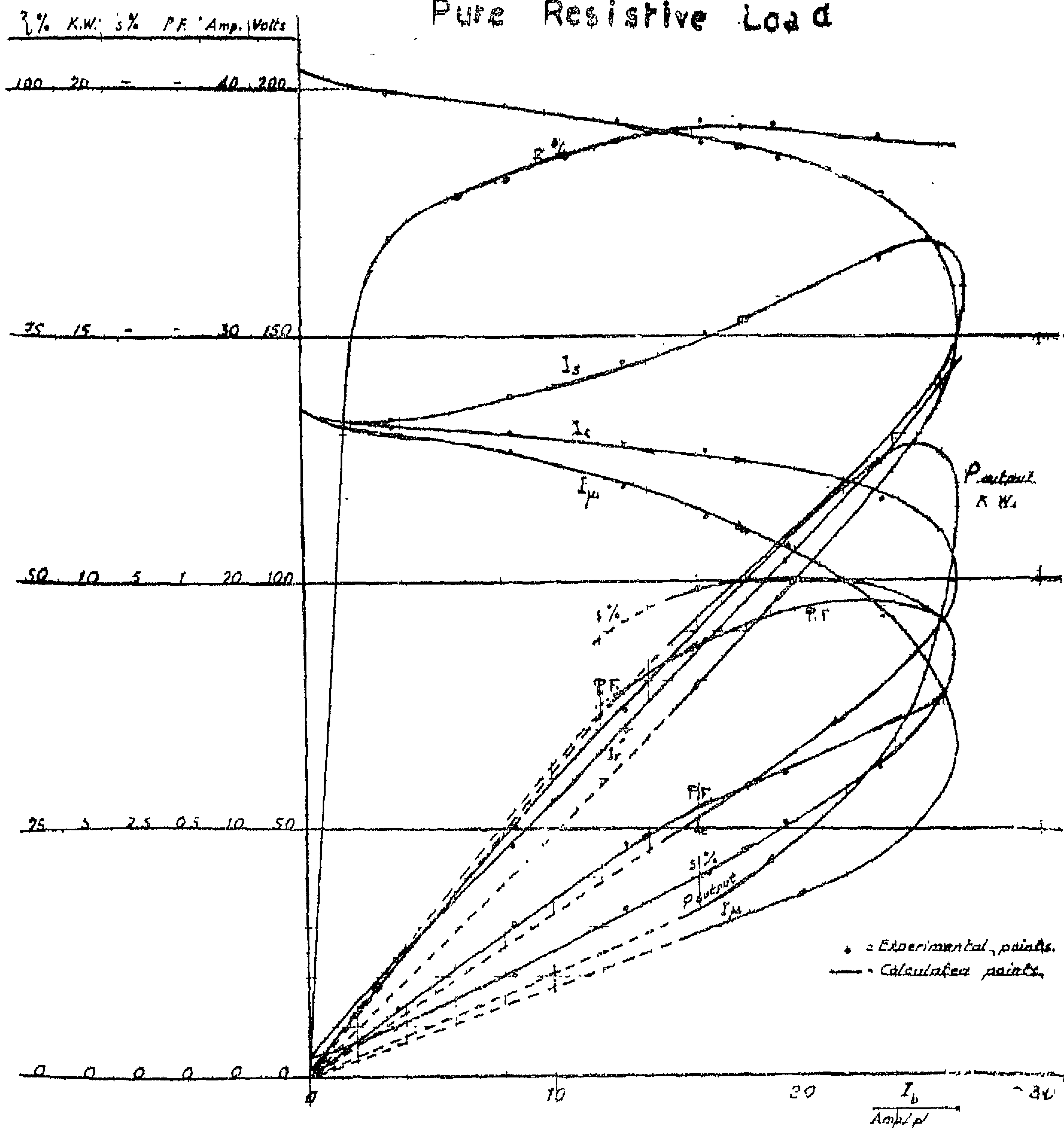
1) Basset, E.D. and Potter, F. M. : "Capacitive excitation for Induction Generators", Transaction of the American, I.E.E., Vol. 54, May, 1935.

2) Wagner, C.F. : "Self excitation of Induction Motors". Transactions of the American, I.E.E,. Vol. 56, Febr., 1930, P. 47-51.

3) Schroder, V. H.J. : "Theory of Self Excitation in Electrical Machinery", Zeitschrift fur Elektrote CKNIK, Oct. 1949.

4) Barkle, J.E., Ferguson, R.W. : "Induction Generator Theory and Application", Electrical Engineering, February, 1954.

5) Tsao, T.O., Tsang, N.F. : "The Squirrel Cage Induction Generator", Electrical Engineer Ing., Septembre, 1921.


Fig. 8
C = 420 μ F./phase
Pure Resistive Load
η% K.W. s% P.F. Amp. Volts
100 20 - - 40 200
75 15 - - 30 150
50 10 5 1 20 100
25 5 2.5 0.5 10 50
0 0 0 0 0 0
η%
I_s
I_c
I_μ
P output K.W.
s%
P.F.
I_r
P output
· = Experimental points.
—— Calculated points.
0
10
20
30
I_b Amp/p

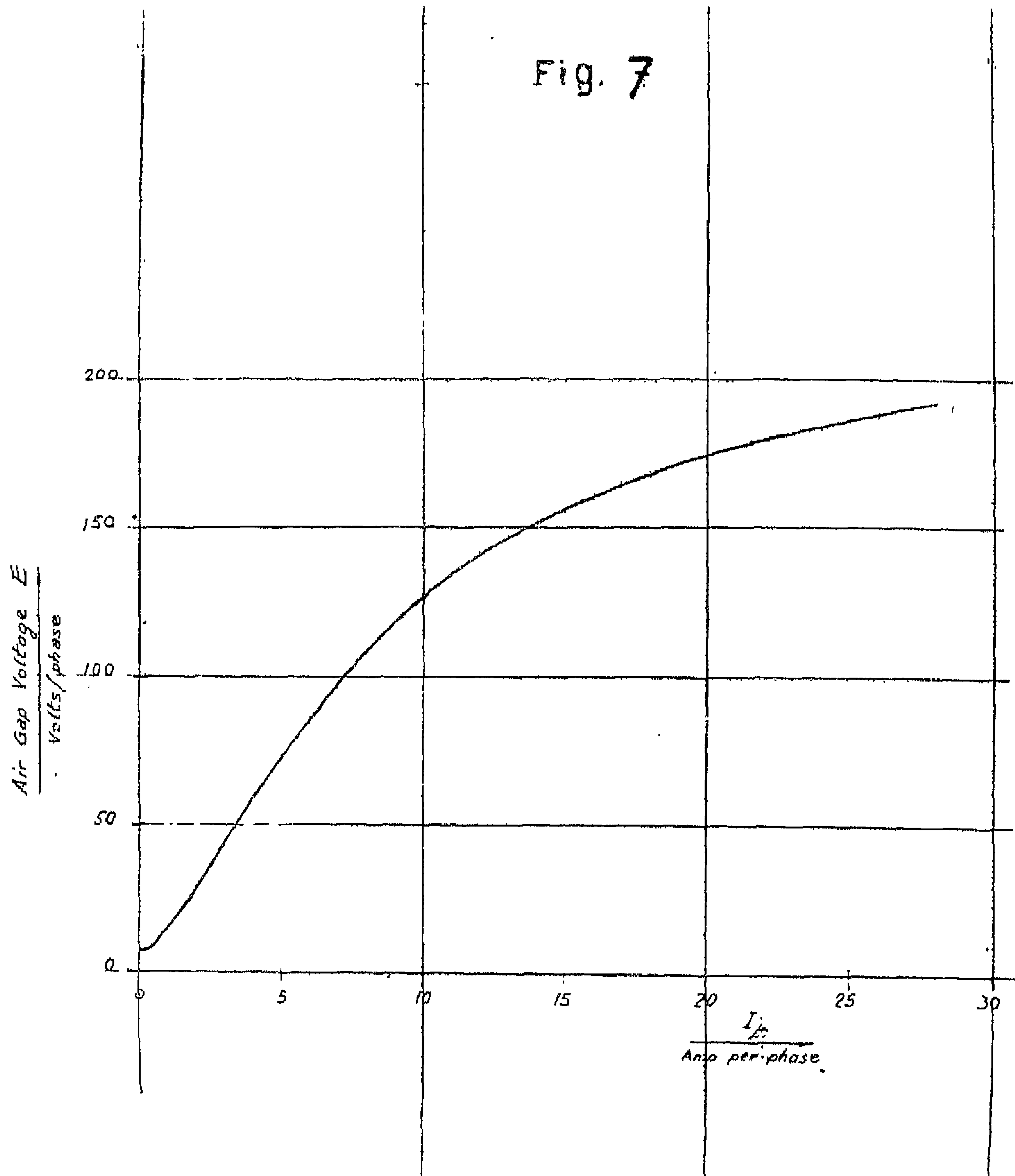

Fig. 7
200
150
100
50
0
Air Gap Voltage E
Volts/phase
0
5
10
15
20
25
30
Amp per-phase

FIG. 5 a

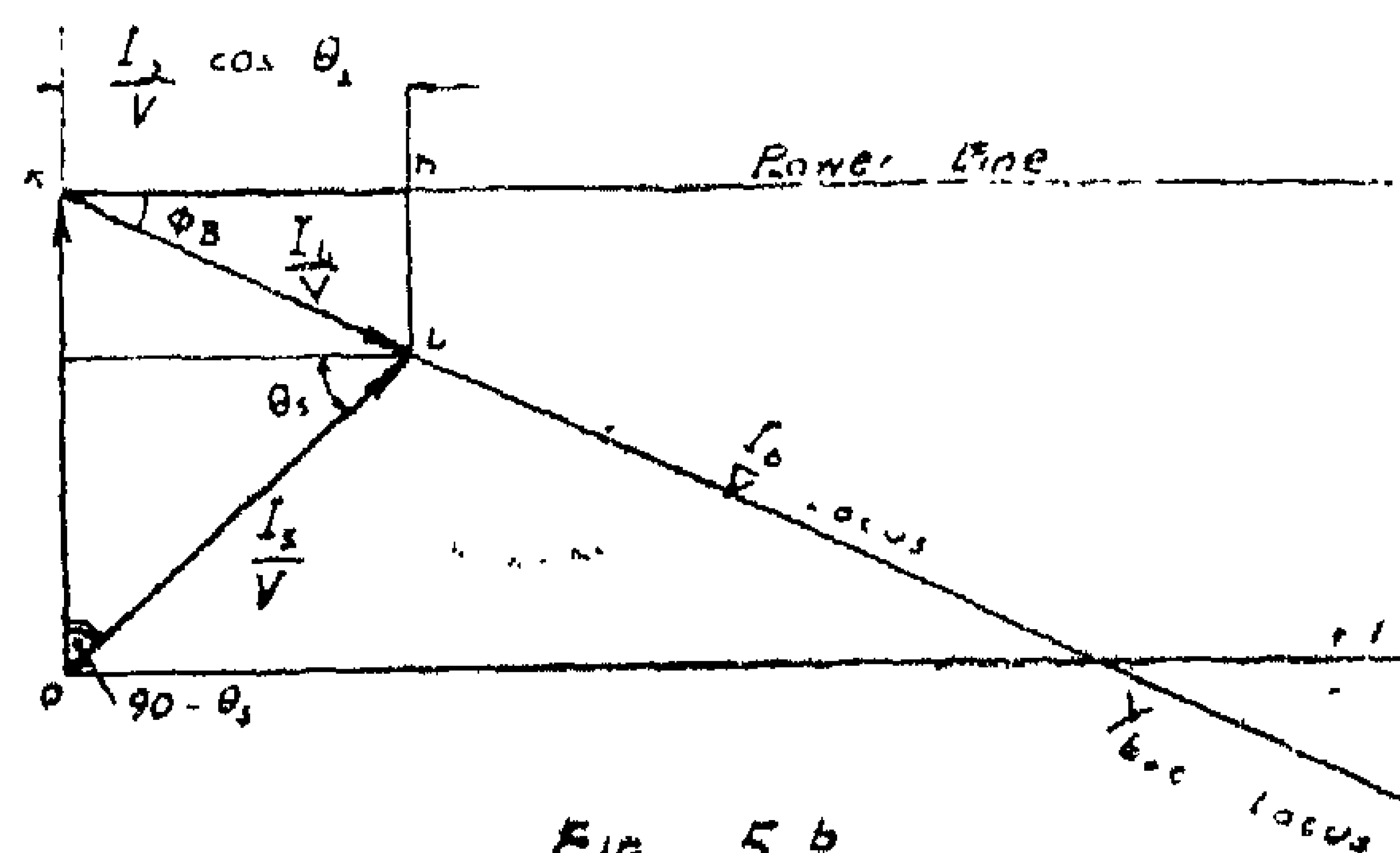


FIG 5 b

J'_r as shown. The length a b represents $\frac{\overline{E}}{}$ Y_m i.e. $\frac{I}{X_m}$ to scale ⁂ X_m is known and the corresponding air gap voltage E is obtained from figure (4).

Therefore the currents J_s, J_μ and J'_r are determined. The inversion of $\frac{J_s}{E}$ (i.e. o a) is drawn to meet Z_{r+m} circle in point c, and by drawing c d parallel to $-Z_s$ and to meet Z_L circle in point d, therefore o c represents $\frac{E}{J_s}$ and o d represents $\frac{V}{J_s}$, therefore the terminal voltage V can be obtained. The power factor of the machine is Cos Θ_s shown in figure. From figure (5-b) the load and condensers current can be determined on the same basis used above. The power output of the machine per phase $= V.I_s \cos \Theta_s = V$ (ordinate kn). The slips can be determined by drawing the inversion of line o b to meet Z_r locus in point e ⁂ The ordinate f e represents $\frac{R_r'}{s}$ and consequently the slip s is calculated. This method of graphical construction is used since the saturation effect is included in the analysis and therefore a step by step solution is needed. The other 3 cases of graphical solutions can be drawn in similar methods to this construction.

(5) OPERATION OF THE MACHINE UNDER PURE REACTIVE LOAD

In case of pure reactive loads, the performance of the machine can be easily calculated if the stator resistance R_s is neglected. Therefore, on this assumption, we have:

$$Z_{b+c} = -j\,b = -j\,\frac{\omega.\,L_b}{\omega^2\,L_b\,C - I}$$

and from equation (21), $X_m = b - X_s$

$$⁂ \quad E = J_s.\,(b - X_s) = J_s.\,X_m = V - E_l$$

Where $E_l = J_s.\,X_s$ = the voltage drop due to stator leakage reactance X_s.

In order to determine the performance of the machine graphically, consider the magnetization curve of the machine shown in figure (6) and draw a line o A of slope $\tan^{-1}(b - X_s)$ to intersect it in point A. This line is called the load line. Also draw a line O C of slope $\tan^{-1} X_s$ from the origin as shown in figure (6)

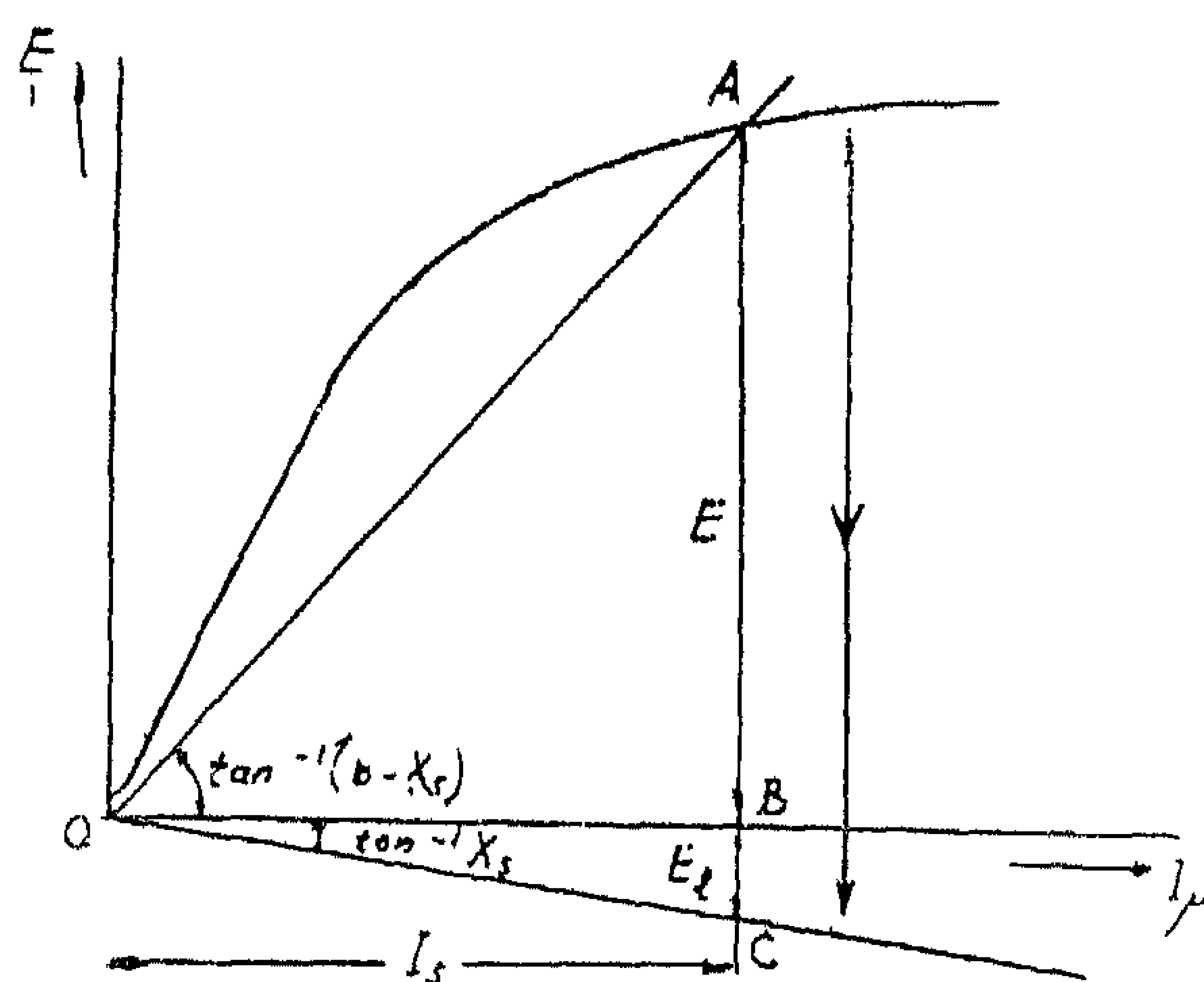


FIG. 6

⁂ ordinate A B represents the air gap voltage E, B C the stator voltage drop E_l due to leakage and A C the terminal voltage V

The stator current is given by O B.

The operation of the machine is stable as lons as the slope of the load line does not exceed that of the tangent to the magnetization curve drawn from the origin O. This tangent gives the limit of stable operation of the machine as a self excited generator.

(6) EXPERIMENTAL VERIFICATION

The above theory have been checked experimentally. Several performance curves for different terminal condensers and different loading conditions were measured experimentally and compared to the calculated curves. These experiments have proved the accuracy and validity of this theory.

There are four possible ways for these variations :—

1. Constant terminal condensers and load P.F., but variable load magnitude.
2. Constant terminal condensers and load magnitude, but variable load P.F.
3. Constant load (both magnitude and P.F.), but variable terminal condensers.
4. Both the load and terminal condensers are variable.

All the above cases can be graphically solved, provided that the frequency f of the stator is constant, i.e. the speed is adjuted to hold the frequency constant. As an example, we shall consider case (I), which is most frequently met with in practice. :—

From the equivalent circuit shown in figure (2), the graphical construction shown in figure (5) can be deduced. If is based mainly on drawing the different locii of the impedances and admittances shown in the equivalent circuit. The admittance Y_b ($= \frac{I}{Z_b}$) is added to the admittance Y_c ($= j\ \omega.\ C$) to get the combined admittance of the load and terminal condensers Y_{b+c} ($= \frac{I}{Z_{b+c}}$). By the method of inversion Z_{b+c} locus is a circle having the following co-ordinates :—

$$X = \frac{I}{2\ \omega\ C} \tan \Phi_b,\ y = -\frac{I}{2\ \omega\ C} \text{ and}$$

radius $R = \frac{I}{2\ \omega\ C.\ \cos \Phi_b}$

Since $Z_I = -Z_{b+c}$ (equation 18), therefore Z_I locus is also a circle of co-ordinates :

$$X = -\frac{I}{2\ \omega.\ C} \tan \Phi_b,\quad y = \frac{I}{2\ \omega.\ C},$$

$$R = \frac{I}{2\ \omega\ C.\ \cos \Phi_b}$$

Let $Z_o = R_s + j\ X_s$ and Z_{r+m} = the combined impedance of the magnetizing reactance X_m and the rotor impedance $\left(\frac{R_r'}{s} + X_r'\right)$

∴ $Z_I = Z_s + Z_{r+m}$ i.e. Z_{r+m} locus is a circle of the same radius as Z_I circle but its co-ordinates are shifted by $-(R_s + j\ X_s)$.

Thus the co-ordinates of Z_{r+m} circle are :—

$$X = -R_s - \frac{I}{2\ \omega.\ C}.\tan \Phi_b,\ y = \frac{I}{2\ \omega.\ C} - X_s$$

and $R = \frac{I}{2\ \omega\ C.\ \text{Cos}\ \Phi_b}$

The admittance Y_{r+m} is also a circle having the following co-ordinates :—

$$X = \frac{2\ \omega\ C.\ (I - 2\ \omega\ C.\ X_s) \tan \Theta}{\text{Sec}^2\ \Phi_b - (I - 2\ \omega\ C.\ X_s)^2 \text{Sec}^2 \Theta},$$

$$y = \frac{2\ \omega\ C.\ (I - 2\ \omega\ C.\ X_s)}{\text{Sec}^2\ \Phi_b - (I - 2\ \omega\ C.\ X_s)^2 \text{Sec}^2 \Theta}$$

$$R = \frac{2\ \omega\ C.\ \text{Sec}\ \Phi_b}{\text{Sec}^2\ \Phi_b - (I - 2\ \omega\ C.\ X_s)^2 \text{Sec}^2 \Theta}$$

and $\Theta = \tan^{-} \frac{I\ 2\ \omega\ C.\ R_s + \tan \Phi_b}{I - 2\ \omega.\ C.\ X_s}$

$$Y_{r+m} = Y_r + Y_m = \frac{I}{\frac{R_r'}{s} + j\ X_r'} + \frac{1}{j\ X_m}$$

The locus of Y_r is a circle passing through the origin and having the following co-ordinates : $X = o$,

$y = -\frac{I}{2\ X_r'}$ and $R = \frac{I}{2\ X_r'}$, while Y_m locus is along $-j$ axis as shown in figure (5 – a). The operating region of these locii for the machine to work as a self excited generator are shown by the heavy lines of the impedance and admittance locii. From figure (2) we have :—

$Y_{r+m} = \frac{J_s}{E}$ and $Y_r = \frac{J_r'}{E}$, thus Y_{r+m} and Y_r circles are the locii of J_s and J_r' respestively. Since $J_r' = J_s + J_\mu$

∴ The triangle o ab represents $\frac{J_s}{E}$, $\frac{J_\mu}{E}$ and

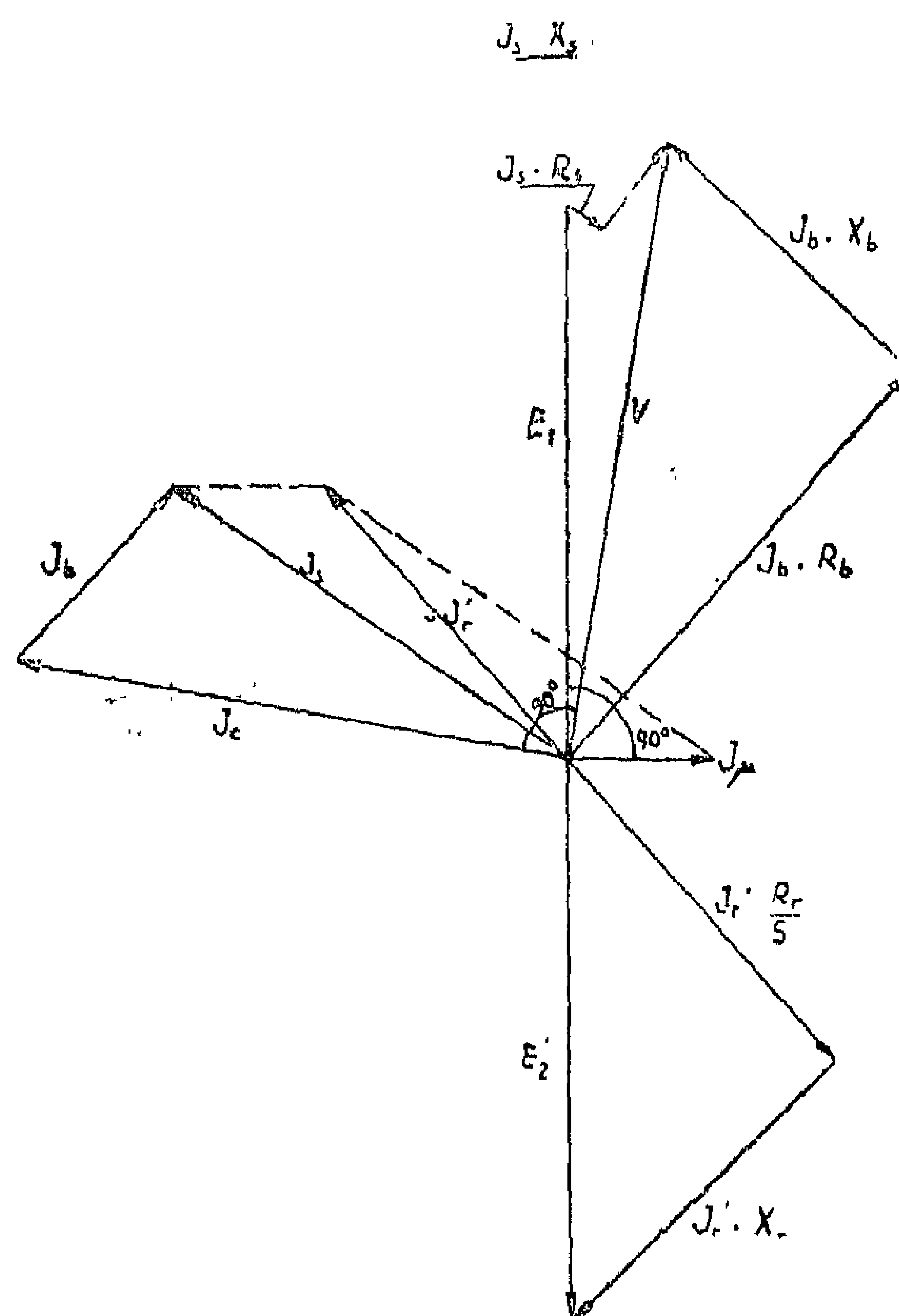


FIG. 3 - VECTOR DIAGRAM

For each loading condition, Z_{b+c} is calculated, and the corresponding values of X_m and slips are calculated from equations (21) and

$$J = \frac{E}{j\,X_m},$$

$$J_s = \frac{E}{(R_s + a)\;j\;(X_s - b)}$$

$$J_r' = J_s + J \quad , \quad E = V + J_s\,(R_s + j\,X_s)$$

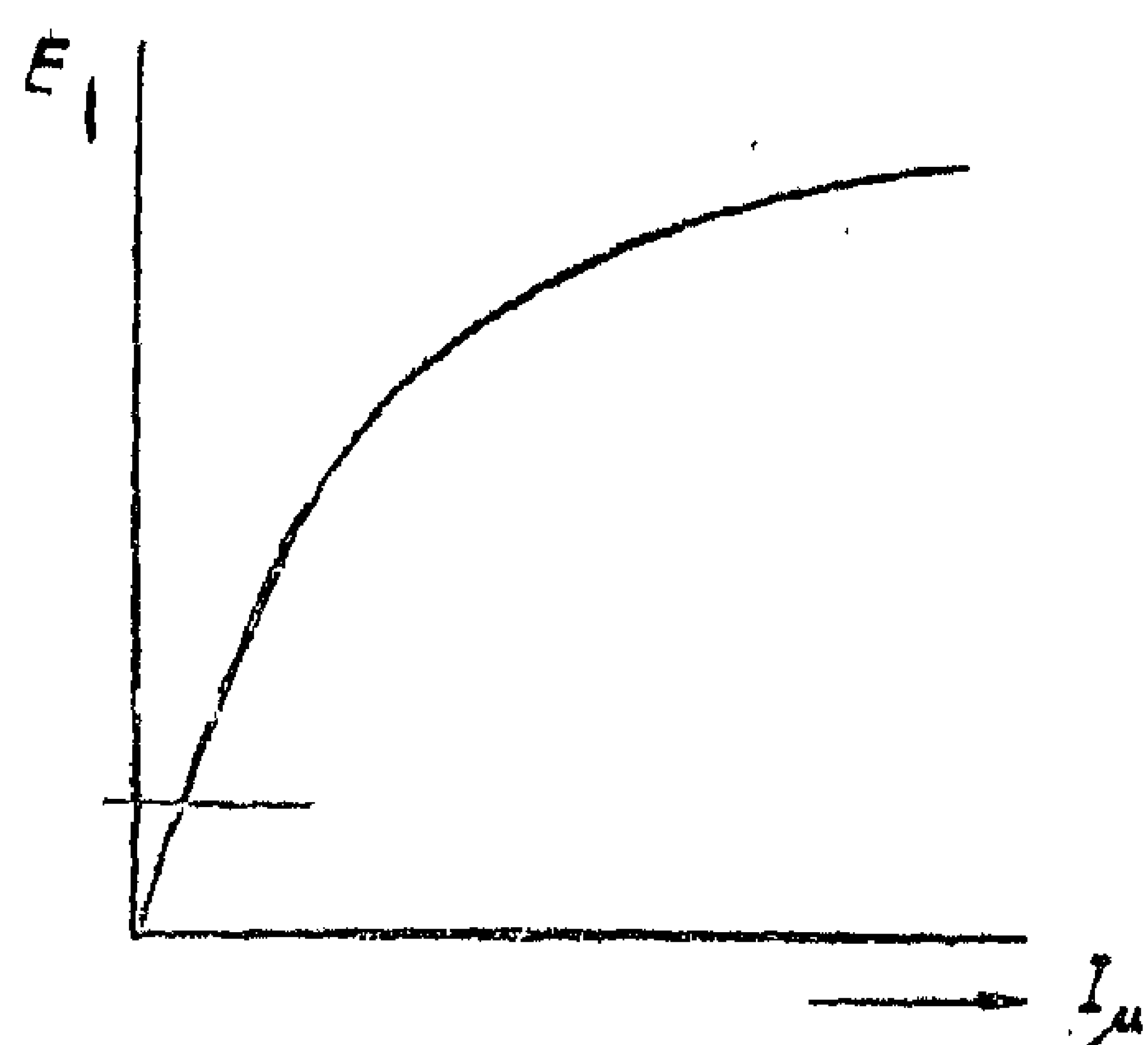
$$J_c = \frac{V}{-\,j\,X_c} \quad , \quad J_b = J_s - J_c$$

(19) respectively. The voltages, currents and output power of the machine can be calculated from the equivalent circuit shown in figure (2-b), as follows :—

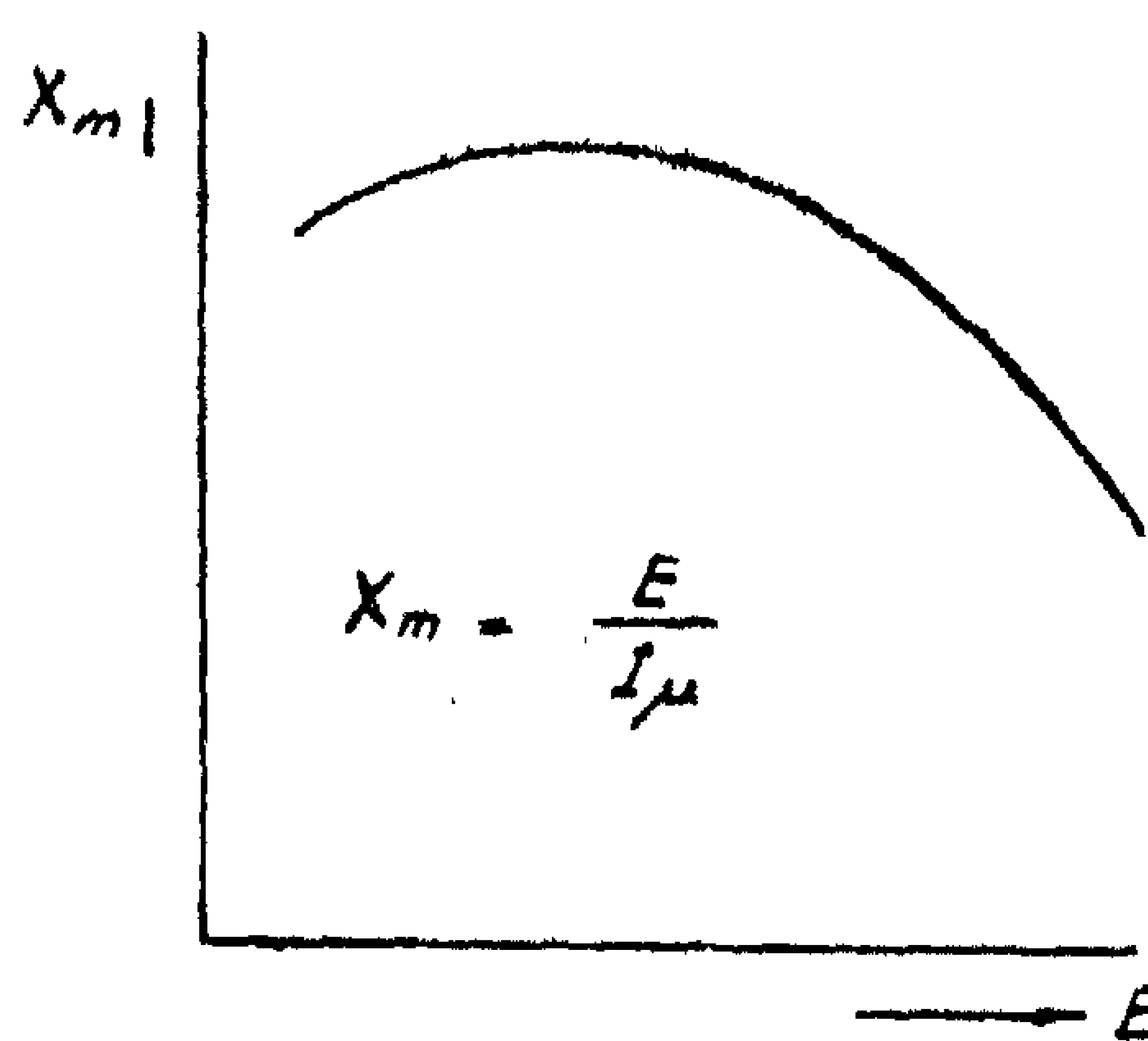
Therefore, from the above relations, the performance of the machine can be calculated at any loading condition.

(4) LOCUS DIAGRAMS

The performance of the machine is affected by the variations of the load and condensers connected to its terminals.

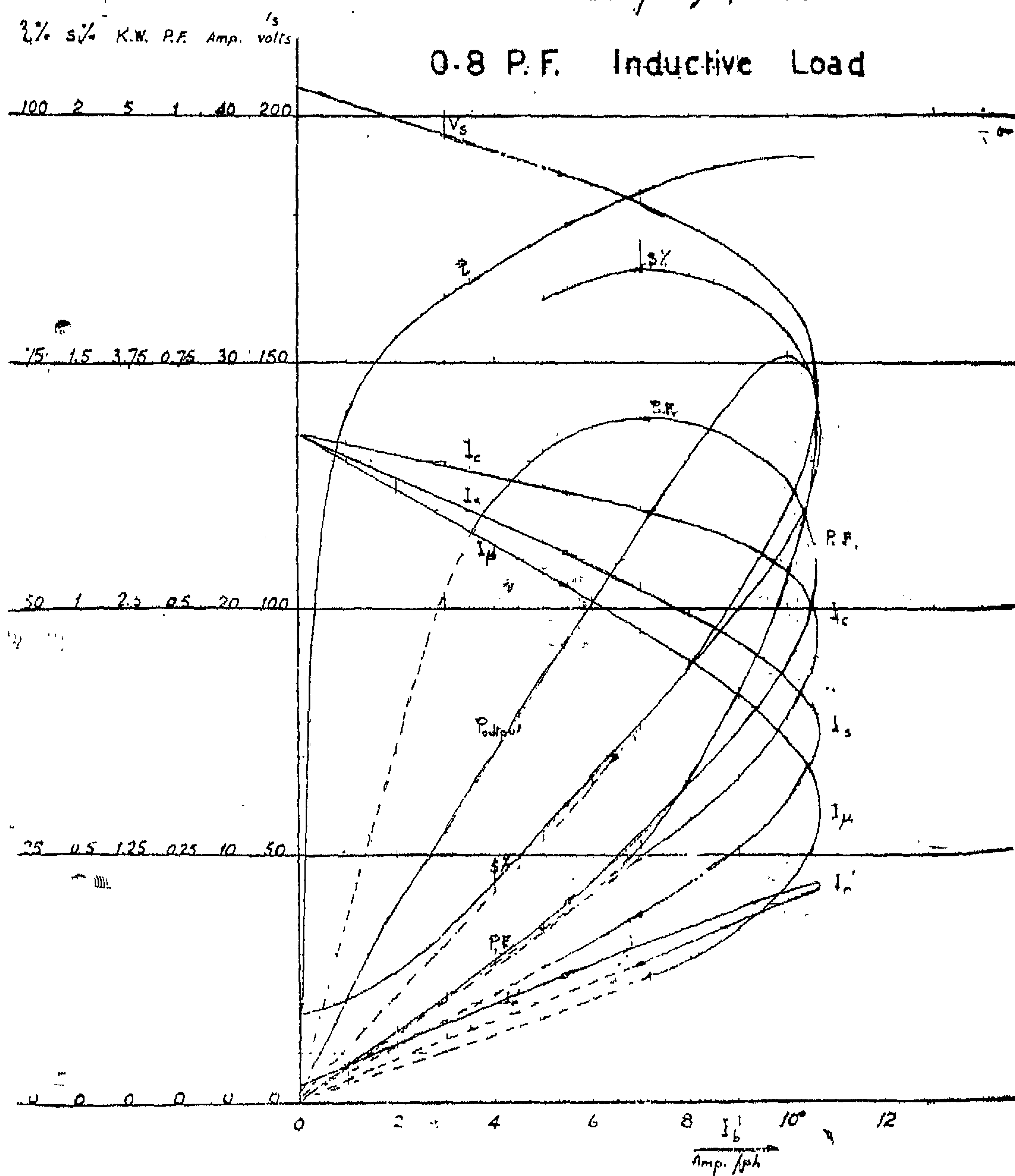


MAGNETIZATION CURVE



MAGNETIZING REACTANCE X_m CURVE

FIG. 4.


Fig. 3
C = 420 μ.F/ phase
0·8 P.F. Inductive Load
η% s% K.W. P.F. Amp. V_s volts
100 2 5 1 40 200
75 1.5 3.75 0.75 30 150
50 1 2.5 0.5 20 100
25 0.5 1.25 0.25 10 50
0 0 0 0 0 0
V_s
η
s%
P.F.
I_c
I_s
I_μ
P.F.
I_c
I_s
I_μ
I_r'
P output
s%
P.F.
0 2 4 6 8 10 12
I_b' Amp./ph

(3.5) Equivalent Circuit of the Machine

From equations (14), (15), and (16), the equivalent circuit shown in Figure (2) and tthe vector diagram shown in figure (3), can be deduced. For the calculation of the performance curves of the machine with the saturation effect taken into consideration, a curve for X_m versus the air gap voltage E is deduced from the normal magnetization curve of the machine as shown in figure (4).

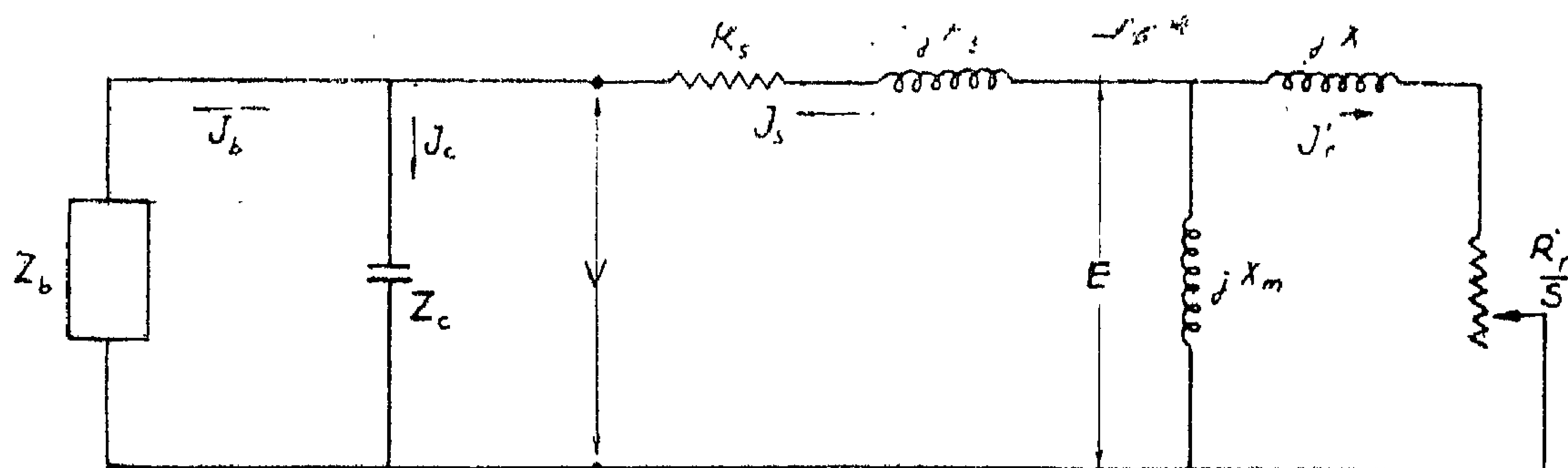


FIG. 2 · a

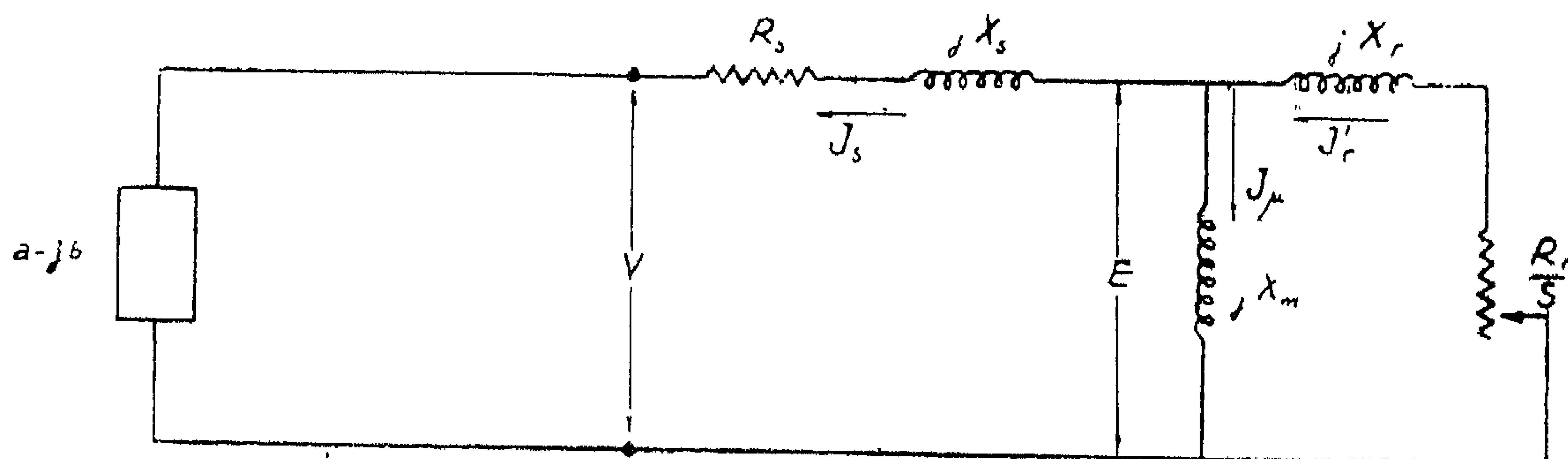


FIG. 2 · b

= equivalent impedance of the machine

$$\text{and } A^2 = \frac{X_m^2}{(\frac{R_r'}{s})^2 + (X_r' + X_m)^2}$$

Since $J_s \neq o$ for normal operation of the machine as a generator delivering power to the external load circuit, therefore the quantity $(Z_1 + a - j b)$ must be equal to zero in order that the machine can work as a self excited induction generator. Equating the real and imaginary parts of equation (18) we get :—

$$(R_s + a) + A^2 . \frac{R_r'}{s} = o$$

$$X_m + X_s - A^2 . (X_r' + X_m) - b = o$$

Solving these two relations, the following expressions for the slip s and the magnetising reactance X_m are obtained :—

$$s = - \frac{R_r' . (X_s + X_m - b)}{(R_s + a) (X_r' + X_m)} \quad .... (19)$$

$$X_m = \frac{(b-X_s)^2 + (R_s + a)^2 - 2 X_r' (b - X_s) \mp \sqrt{[(b-X_s)^2 + (R_s + a)^2]^2 - 4 X_r' 2. (R + a)^2}}{2 (b - X_s - X_r')} \quad ...... (20)$$

In the above expression for X_m, there are two signs before the root. It can be proved that the positive sign will give the required value of X_m for the machine to work as a stable self excited generator, while the negative sign will correspond to unstable operation of the machine.

Hence for stable operation of the machine we have :—

$$X_m = \frac{(b - X_s)^2 + (R_s + a)^2 - 2 X_r' . (b - X_s) + \sqrt{[(b - X_s)^2 + (R_s + a)^2]^2 - 4 X_r' .^2 (R_s + a)^2}}{2 (b - X_s - X_r')} \quad ...... (21)$$

From relations (19) and (21) it is seen that the slip depends on both the magnetizing reactance X_m and the combined impedance $Z_{b,c}$ (= a - j b) of the load and terminal condensers while the magnetizing reactance X_m depends only on Z_{b+c}. Therefore, any variation in the value of th eterminal condensers or the load will result in consequent changes in the slip of the machine and in the magnetizing reactance X_m.

Since the air gap voltage E of the machine is a function of X_m, thus any change in the load or terminal condensers will consequently affect the machine's output voltage, current and power, i.e. its performance.

(3.4) Regions of Eelf Excitation

As alrearеady mentioned, for stable operation of the machine as a self excited generator, X_m must be a real positive quantity so that the air gap voltage can build up.

To fulfil this condition, the following relation must hold :—

$$[(b - X_s)^2 + (R_s + a)^2] \geqslant 2 X_r' . (R_s + a)$$

Therefore, the limits of stable self excitation regions of operation is, when :—

$$(b - X_s)^2 + (R_s + a)^2 = 2 X_r' . (R_s + a) \quad ...... (22)$$

** The stator output power per phase = real part of the product $V . J_s^* = \omega B_o . I_s . I_r . \sin(\beta - \alpha) - I_s^2 . R_s$ (watts/phase) ...... (12)

= (air gap powed delivered to stator by induction from the rotor) – the stator copper losses

The total internal power of the machine $= 3 \omega M_o . I_s . I_r \sin(\beta - \alpha)$ watts .... (13)

and the condition required for generator operation of the machine is :—

$$o < (\beta - \alpha) < \pi$$

(3.3) Solution of the Fundamental Equations

As it is customary in the analysis of electrical machines to split the self inductance of each winding into two components : one due to the flux in the leakage paths and the other due to the mutual flux, therefore it is preferable before proceeding with the solution of equations (9), (10) and (11) to express them in these customary terms.

The relations between the previous and new terms are given below.

For the sake of simplicity, the resistances and reactances of the rotor are referred to the stator side.

** $X_s + X_m = \omega L_{ss}$, $X_r' + X_m = K^2 . \omega L_{rr}$

$$X_m = K . \omega M_o , R_r' = K^2 . R_r$$

$$J_r' = \frac{I}{K} . J_r$$

Where R_r' and J_r' are the values of R_r and J_r respectively when referred to the stator side. By subsituting these new terms in equation (9), (10), and (II) we get :—

$$[R_s + j (X_s + X_m] . J_s + j X_m . J_r' + Z_c . J_c = o \quad ...... (14)$$

$$[R_s + j (X_s + X_m] . J_s + j X_m . J_r' + Z_b . J_b = o \quad ...... (15)$$

$$[R_r' + js (X_r' + X_m)] . J_r' + j s X_m . J_s = o \quad ...... (16)$$

Let $Z_{b+c} = \frac{1}{\frac{I}{Z_b} + \frac{I}{Z_c}} = a - j b$

= The combined impedance of the load and terminal condensers.

** From equations (14) and (15) we have :-

$$\frac{J_c}{J_b} = \frac{Z_b}{Z_c} \text{ and since } J_s = J_c + J_b$$

** $J_c . Z_c = J_s . (a - j b)$

Thus, equations (14) and (15) become :—

$$[R_s + j (X_s + X_m) + a - j b] . J_s + j X_m . J_r' = o \quad ...... (17)$$

and from equation (16), we have :—

$$J_r' = \frac{- j s . X_m}{R_r' + j s (X_m + X_r')} . J_s$$

$$= - j X_m . J_s . \left[\frac{\frac{R_r'}{s}}{(\frac{R_r'}{s})^2 + (X_r' + X_m)^2} - j \frac{X_r' + X_m}{(\frac{R_r'}{s})^2 + (X_r' + X_m)^2} \right]$$

substituting for J_r' in equation (17), we get :—

$$\Theta = J_s . \left[R_s + j (X_s + X_m) + a - j b + \frac{X_m^2 . [\frac{R_r'}{s} - j (X_r' + X_m)]}{(\frac{R_r'}{s})^2 + (X_r' + X_m)^2} \right]$$

Which can be written in the form :—

$$J_s . [Z_I + a - j b] = O \quad ...... (18)$$

Where :—

$$Z_I = R_s + \frac{R_r'}{s} . A^2 + j [X_s + X_m - A^2 (X_r' + X_m)]$$

For steady state operation of the machine. equation (6) reduces to :--

$$\delta = \omega_r . t + \delta_o$$

where $\delta_o = (\delta)_{t=o}$ = an arbitrary constant

$$\therefore \delta = \omega_r . t = (1 - s)\omega . t \qquad \text{—— (7)}$$

Assuming all currents to be sinusoidal they can be expressed either in trigonometric or exponential forms, as follows :—

$$i_{s_u} = I_s . \text{Sin}(\omega t + \alpha) = J_{s,e}\, j\, \omega t$$

$$i_{s_v} = I_s . \text{Sin}(\omega t + \alpha - \frac{2\pi}{3}) = J_{s,e}\, j(\omega t - \frac{2\pi}{3})$$

$$i_{s_w} = I_s . \text{Sin}(\omega t + \alpha - \frac{4\pi}{3}) = J_{s,e}\, j(\omega t - \frac{4\pi}{3})$$

$$i_{r_u} = {}_r . \text{Sin}(s\omega t + \beta) = J_{r,e}\, j s \omega t$$

$$i_{r_v} = {}_r . \text{Sin}(s\omega t + \beta - \frac{2\pi}{3}) = J_{r,e}\, j(s\omega t - \frac{2\pi}{3})$$

$$i_{r_w} = {}_r . \text{Sin}(s\omega t + \beta - \frac{4\pi}{3}) = J_{r,e}\, j(s\omega t - \frac{4\pi}{3})$$

$$i_{c_u} = I_c . \text{Sin}(\omega t + \lambda) = J_{c,e}\, j\, \omega t$$

$$i_{c_v} = I_c . \text{Sin}(\omega t + \lambda - \frac{2\pi}{3}) = J_{c,e}\, j(\omega t - \frac{2\pi}{3})$$

$$i_{c_w} = I_c . \text{Sin}(\omega t + \lambda - \frac{4\pi}{3}) = J_{c} . e\, j(\omega t - \frac{4\pi}{3})$$

$$i_{b_u} = I_b\, \text{Sin}(\omega t + \Phi) = J_{b,e}\, j\, \omega t$$

$$i_{b_v} = I_b . \text{Sin}(\omega t + \Phi - \frac{2\pi}{3}) = J_{b,e}\, j(\omega t - \frac{2\pi}{3})$$

$$i_{b_w} = I_b . \text{Sin}(\omega t + \Phi - \frac{4\pi}{3}) = I_b . j(\omega t - \frac{4\pi}{3}) \qquad \text{...... (8)}$$

Where α, β, λ and φ are the phase angles of the currents given above, all referred to an arbitrary time origin. Substituting for the currents, flux linkages and angle δ given by relations (4), (5), (7), and (8) in equations (1), (2), (3) and solving these equations, we get the followin/ equations —

$$(R_s + j\omega L_{ss_o})\, J_s + j\omega M_o . J_r + Z_c . J_c = o \qquad \text{...... (9)}$$

$$(R_s + j\omega L_{ss_o})\, J_s + j\omega M_o . J_r + J_r + Z_b . J_b = o \qquad \text{...... (10)}$$

$$(R_r + j s \omega L_{rr_o})\, J_r + j s \omega M_o . J_s = 0 \qquad \text{...... (11)}$$

Where: $Z_b = R_b + j(\omega L_b - \frac{I}{\omega . C_b})$

$$Z_c = -j\frac{I}{\omega . C}$$

Equations (9), (10), and (11) are considered as the fundamental equations of the machine when working as a self excited induction generator.

(3,2) POWER RELATIONS

From equation (9), if V is the terminal voltaie of the machine then

$$-V = (R_s + j\omega L_{ss_o})\, J_s + j\omega M_o . J_r$$

The active and reactive components of the stator output power are obtained by multiplying V by J_s^*, where J_s^* is the conjugate of J_s

$$\therefore J_s^* = I_s . e^{-j\alpha}$$

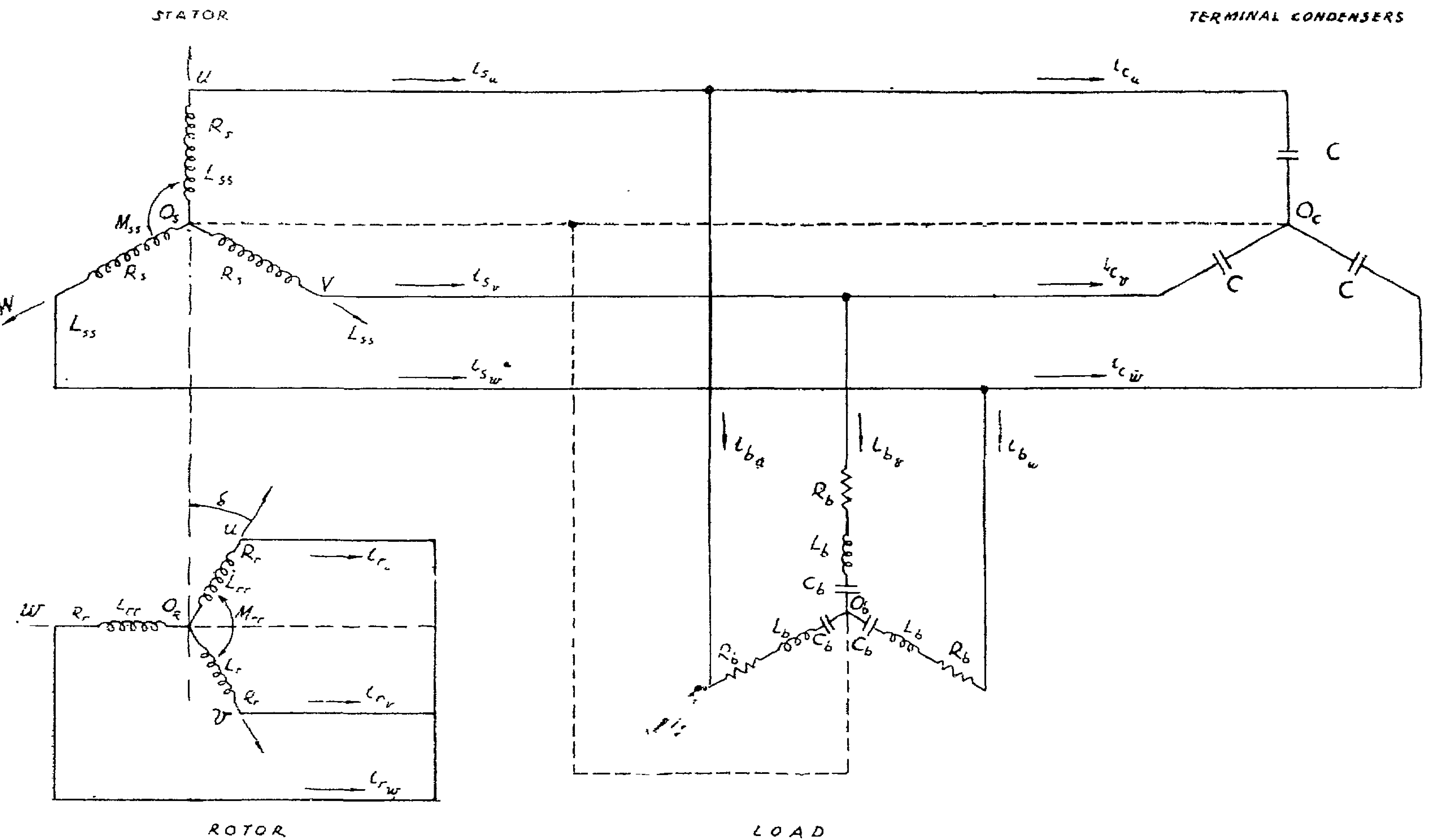


FIG 1 - CONNECTION DIAGRAM

The case to be analysed in this paper is shown in Fig. (1). The stator is connected to a 3-phase condenser battery and to a balanced 3-phase load and the system is isolated from any supply.

The analysis is based upon the following assumptions :—

1) Balanced polyphase stator and rotor windings.

2) The coefficient of mutual induction between the stator and rotor windings is a sinusoidal function of the electrical angle between the magnetic axes of the two windings.

3) The effect of saturation is taken into consideration, but the iron losses are neglected.

(3) — EQUATIONS OF PERFORMANCE

(3.1) Derivation of the Differential Equations

Referring to Figure (1) and considering the the closed circuit of each stator and rotor phase, the following differential equations are obtained :—

$$i_{s_u} . R_s + p. \psi_{s_u} + \frac{I}{C} \int i_{c_u} . dt = o$$

$$i_{s_v} . R_s + p. \psi_{s_v} + \frac{I}{C} \int i_{c_v} . dt = o$$

$$i_{s_w} . R_s + p. \psi_{s_w} + \frac{I}{C} \int i_{c_w} . dt = o \qquad \ldots\ldots (1)$$

$$i_{s_u} . R_s = p. \Psi_{s_u} + i_b . R_b + L_b \frac{di_b}{di} + \frac{I}{c_b} . \int i_{b_u} . dt = o$$

$$i_{s_v} . R_s + p. \Psi_{s_v} + i_b . R_b + L_b . \frac{di_b}{dt} + \frac{I}{c_b} . \int i_{b_v} . dt = .$$

$$i_{s_w} . R_s + p. \Psi_{s_w} + i_{b_w} . R_b + L_b . \frac{di_{b_w}}{dt} . + \frac{I}{c_b} . \int i_{b_w} . dt = o \qquad \ldots\ldots (2)$$

$$i_{r_u} . R_r + p. \Psi_{r_v} = o$$

$$i_{r_v} . R_r + p. \Psi_{r_v} = o$$

$$i_{r_w} . R_r + p. \Psi_{r_w} = o \qquad \ldots\ldots (3)$$

where :—

$$\Psi_{s_u} = i_{s_u} . L_{ss} + (i_{s_v} + i_{s_w}) M_{ss} + M_{rs} [(i_{r_u} . \cos \delta + i_r . \cos (\delta + \frac{2\pi}{3}) + i_{r_w} . \cos (\delta + \frac{4\pi}{3})] \qquad \ldots\ldots (4)$$

$$\Psi_{r_u} = i_{r_u} . L_{rr} + (i_{r_v} + i_{r_w}) M_{rr} + M_{sr} [i_{s_u} . \cos (2\pi - \delta) + i_{s_v} . \cos (\frac{2\pi}{3} - \delta) + i_{s_w} . \cos (\frac{4\pi}{3} - \delta)] \qquad \ldots\ldots (5)$$

Similar expressions for Ψ_{s_w}, Ψ_{s_v}, Ψ_{r_v} and Ψ_{r_w} can be written.

The nine differential equations given by equations (1), (2), and (3) constitute the main relations betweeen the voltages and currents in the three phases of the stator, rotor, terminal condensers and load.

In equations (4) and (5), the mutual inductance between a stator phase and a rotor phase is considered to be a sinusoidal function of the angle δ. This angle δ is a function of the speed of retation ω_r of the machine and is given by :—

$$\delta = \int \omega_r . dt \qquad \ldots\ldots (6)$$

$\psi s_{u,v,w}$, $\psi r_{u,v,w}$ = Stator and rotor phase flux linkages respectively.

δ = The angle between the magnetic axes of each two corresponding phases of the stator and rotor windings, electrical degrees.

$L_{ss_0} = L_{ss} - M_{ss}$ = 3 phase self inductance of the stator per phase.

$L_{rr_0} = L_{rr} - M_{rr}$ = 3 phase self inductance of the rotor per phase.

$M_p = \frac{3}{2} M_{rs} = \frac{3}{2} M_{sr}$ = 3 phase mutual inductance between the stator & and rotor windings, per phase.

X_s , X'_r = Leakage reactance per phase of the stator and rotor windings respectively, all referred to the stator side and measured at the frequency f, ohm.

X_m = 3 - phase mutual reactance per phase between the stator and rotor windings, measured at the frequency f, ohm.

f = Frequency of the stator.

s = Slip.

ω = $2 . \pi . f$

ω_r = $2 . \pi . (I - s) f$

N_s = Effective number of turns of the stator winding per phase.

N_r = Effective number of turns of the rotor winding per phase.

K = $\frac{N_s}{N_r}$

P = $\frac{d}{dt}$

(I) — INTRODUCTION

The problem of self excitation of induction machines when static condensers are connected across the stator terminals, has many practical and theoretical interesting aspects.

Few literature can be found on the subject and most of it is rather descriptive. Some mathematical analysis were made which rested on many simplifying assumptions, so that the resulting equations of performance yielded erratic results when applied to different designs of induction generators.

In the present paper, an attempt is made to obtain the equations of performance of the machine in a more accurrate way. The voltages, currents and flux linkages of the machine are referred to a set of axes which are stationary with respect to the stator. The resulting differential equations are solved with the effect of saturation taken into consideration.

(2) — GENERAL

An induction generator has to be supplied with the necessary reactive power from the system to which it is connected. The system must, therefore, be capable of supplying the reactive power required to establish the air gap flux and the leakage fluxes of the generator.

This reactive power may be supplied by over-excited synchronous machines or by static condensers connected across the generator terminals.

A STUDY OF THE CONDITIONS FOR SELF EXCITATION OF INDUCTION GENERATORS BY STATIC CONDENSERS

M.G. EL-MAGHRABY
B.Sc. (Hons.), Dr. Sc. Tech.
Assistant Professor,
Faculty of Engineering, Cairo University

and

A. M. RASHAD
B. Sc., M. Sc., Ph. D.
Electrical Engineer, Egyptian Oil Fields Co.

SUMMARY

Reliable equations of performance for the self-excited induction generator with shunt terminal condensers are derived under different loading conditions. The saturation effect has been considered in the analysis of the subject. Equivalent circuits and graphical solutions of the equations of performance are given. The regions of operation of the machine as a self excited induction generator are determined. The experimental verification of the subject proved the validity and accuracy of this theory.

LIST OF SYMBOLS

Let subscripts s, r, c. and b denote the stator, rotor, terminal condensers and load respectively. Let also u, v, and w, denote the three phases of the machine.

R_s , R_r = Resistance per phase of the stator and rotor windings respectively, ohm.

L_{ss}, L_{rr} = Self inductance per phase of the stator and rotor windings, henry.

M_{ss}, M_{rr} = Mutual inductance between each two phases of the stator and rotor windings respectively, henry.

M_{sr}, M_{sr} = The maximum value of the mutual inductance between a stator phase and a rotor phase, henry.

C = Capacitance connected to the stator terminals per phase, farad.

R_b , L_b , C_b = Resistance, inductance and capacitance of the load circuit per phase.

$i_{s\,u,v,w}$ $i_{r\,u,v,w}$ $i_{b\,u,v,w}$ $i_{c\,u,v,w}$ = Instantaneous phase values of the stator, rotor, load and terminal condensers currents respectively.

The rake angle has an optimum value at which the tool life is maximum. Below this angle the tool life decreases due to loss in the tool cross section and consecutive rise in tool temperature.

Effect of Workpiece Hardness :

The limited tests carried out with materials of variable Brinel Hardness have shown a considerable effect of the material hardness on both cutting forces and tool life.

$$F_1 = C_1 . f^{0.84} d^{0.28} (90-\gamma)^{0.6} . H^{0.45} \quad (41)$$

C_1 is a general constant which only varies for the component of the cutting force and not with workpiece material.

For the tool life another general equation takes place in the form :

$$T = f^{-3.85} . d^{-2.43} V^{-6.75} . H^{-1.4} \quad (42)$$

A series of tests is progressing to obtain a complete verification for the general equations (41) & (42).

CONCLUSION

The three components of the cutting forces in oblique turning can be exponentially related to the dimensions of cut and Hardness of the material.

Cutting forces decrease with the increase of true rake angle.

The specific power consumption decreases at higher dimensions of cut.

The economic tool life is related to the dimensions of cut and cutting speed, but has an optimum value with respect to the true rake angle which gives the limit to the expected reduction of the cutting forces with feed.

It is planned to obtain one general relation for each force component and for the tool life with the use of Brinel Hardness number irrespective of the workpiece material.

ACKNOWLEDGMENTS

The author wishes to acknowledge the helpful effort and assistance given by Engineeds, Alaa S. Elhakim, Amr M. Elshehabiy, Mohammed H. Safar and Abd Elrahman Ismail through out the preparation of this work.

REFERENCES

1. Kronenberg M., Grundzuge der Zerspanungslehre Springer - Verlag - Berlin 1954.
2. Said, S.M., Some Aspects of Drill performance, Int. J. Prod. Eng. Res. 1964. Static Admittance of Centre lathe pressing system.
3. Merchant, M.U., Mechanics of metal cutting, J. App. Phys. 1945.

Tangential Component :

$$F_1 = K_1 . f^{x_1} . d^{y_1} (90 - \gamma)^{n_1}$$
$$= 100 . f^{0.84} . d^{0.88} . (90 - \gamma) \quad \text{Steel} \quad (18)$$
$$= 91.6 \; f^{0.84} . d^{0.88} (90 - \gamma)^{0.65} \quad \text{C.I.} \quad (19)$$
$$= 42.8 \; f^{0.84} . d^{0.88} (90 - \gamma)^{0.65} \quad \text{Brass} \quad (20)$$
$$= 34 \; f^{0.84} . d^{0.88} (90 - \gamma)^{0.65} \quad \text{Aluminium} \quad (21)$$

Radial Component :

$$F_2 = K_2 . f^{x_2} . d^{y_2} \quad (90 - \gamma)^{2}$$
$$= 52 . f^{0.67} . d^{0.75} (90 - \gamma)^{0.6} \quad \text{Steel} \quad (22)$$
$$= 29 . f^{0.67} . d^{0.75} (90 - \gamma)^{0.6} \quad \text{C.I.} \quad (23)$$
$$= 18 . f^{0.67} . d^{0.75} (90 - \gamma)^{0.6} \quad \text{Brass} \quad (24)$$
$$= 5 . f^{0.67} . d^{0.75} (90 - \gamma)^{0.6} \quad \text{Aluminium} \quad (25)$$

Axial Component :

$$F_3 = K_3 . f^{x_3} . d^{y_3} (90 - \gamma)^{n_3}$$
$$= 40 . f^{0.7} . d^{1.06} (90 - \gamma)^{0.7} \quad \text{Steel} \quad (26)$$
$$= 29 . f^{0.7} . d^{1.06} (90 - \gamma)^{0.7} \quad \text{C.I.} \quad (27)$$
$$= 14 . f^{0.7} . d^{1.06} (90 - \gamma)^{0.7} \quad \text{Brass} \quad (28)$$
$$= 4 . f^{0.7} . d^{1.06} (90 - \gamma)^{0.7} \quad \text{Aluminium} \quad (29)$$

Effect of chip dimensions :

Introducing the terms

chip area $A = f \times d$ mm².

chip form $S = \frac{f}{d}$

Equations (18 - 29) reduce to the following forms :

$$F_1 = K_1 \; A^{0.86} \quad (90 - \gamma)^{0.65} \quad (30)$$
$$F_2 = K_2 \; A^{0.71} \quad (90 - \gamma)^{0.6} \quad (31)$$
$$F = K_3 \; A^{0.88} \; S^{-0.18} \; (90 - \gamma)^{0.7} \quad (32)$$

The values of the constants K_1, K_2 and K_3 are the same as given in equations (18-29). From equations (30 - 32) it can be seen that the chip form is of negligible effect on the cutting forces except in the case of the axial component F_3.

Power Consumption :

From equation (14) the cutting power equals :

$$P = 165 \times 10^{-6} . F_1 . V \quad \text{K.W.}$$
$$= 165 \times 10^{-6} . K_1 \; f.^{x_1} \; d \; (90-\gamma)^{n_1} \; V$$
$$= 182 \times 10^{-4} \; f^{0.84} . d^{0.88} (90-\gamma)^{0.65} . V \; \text{K.W.} \quad \text{Steel} \quad (33)$$
$$= 150 \times 10^{-4} . f^{0.84} . d^{0.88} (90-\gamma)^{0.65} . V \; \text{K.W.} \quad \text{C.I.} \quad (34)$$
$$= 72 \times 10^{-4} . f^{0.84} . d^{0.88} (90-\gamma)^{0.65} . V \; \text{K.W.} \quad \text{Brass} \quad (35)$$
$$= 56 \times 10^{-4} . f^{0.84} . d^{0.88} (90-\gamma)^{0.65} . V \; \text{K.W.} \quad \text{Al.} \quad (36)$$

The specific power U equals he cutting power P per unit volume of metal removed per minute.

$$U = \frac{P}{fxdxv} \quad \text{per cm}^3/\text{min.} \quad (37)$$
$$= 165 \times 10^{-6} \quad K_1 . f^{-0.16} . d^{-0.12} (90-\gamma)^{0.65} \quad (38)$$

K_1 is the same constant for various workpiece materials.

It can be seen from equation (38) that the specific power decreases with an increase in the feed or depth of cut.

Tool Life :

The tool life tests gave an exponential relation with the elements of cutting conditions.

A general relation can represent the effect of depth of cut, feed and cutting speed in the form.

$$T = K_4 . f^{x_4} . d^{y_4} . V^{x_4}$$
$$= 13 \times 10^{9} . f^{-3.85} . d^{-2.43} . V^{-6.75} \text{ min.} \quad \text{Steel} \quad (39)$$

T = Tool life in min.

f = Feed in mm./rev.

d = Depth of cut in mm.

V = Cutting speed in m/min.

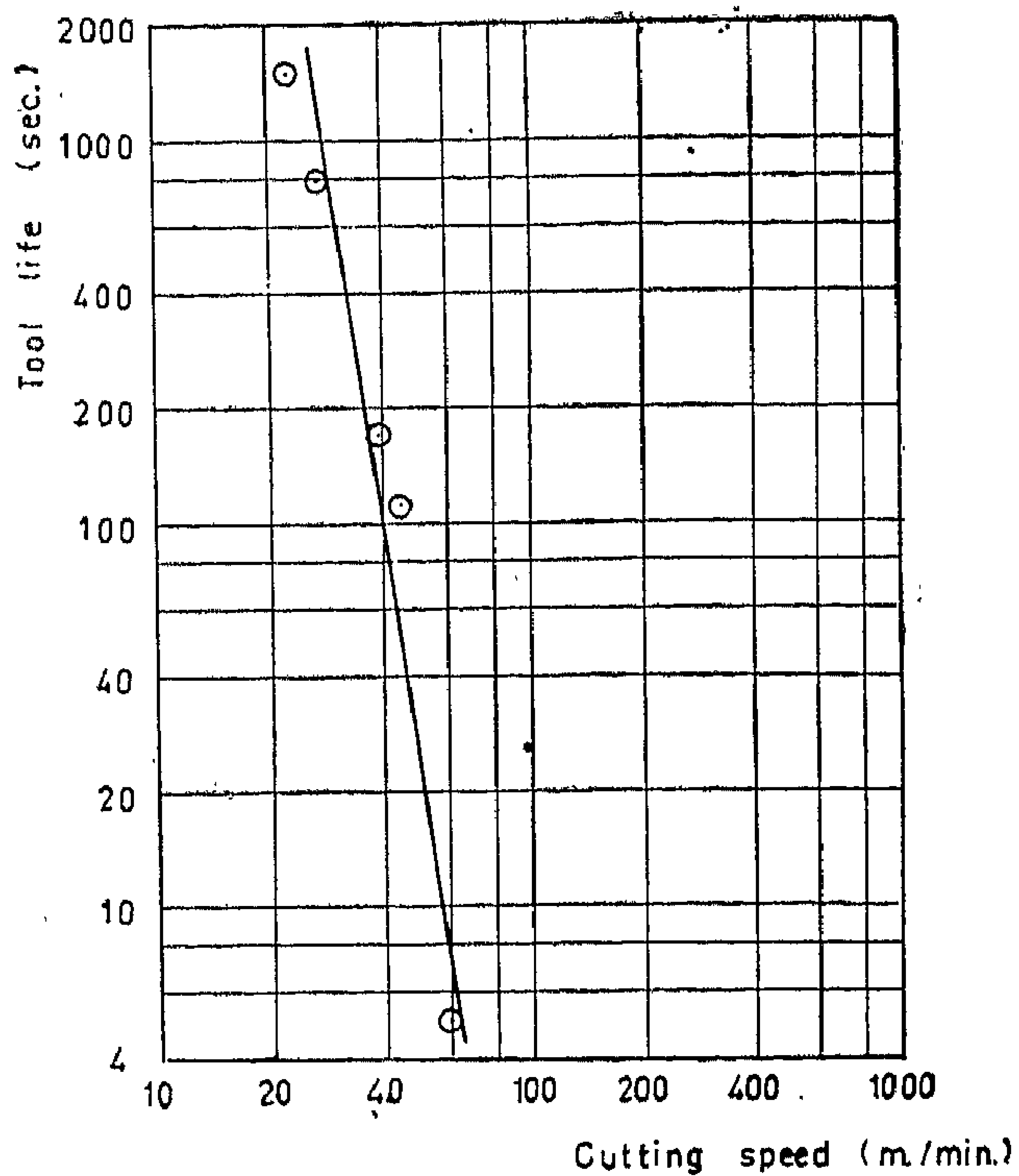


Fig (18)

Influence of cutting speed

on tool life

when cutting mild steel

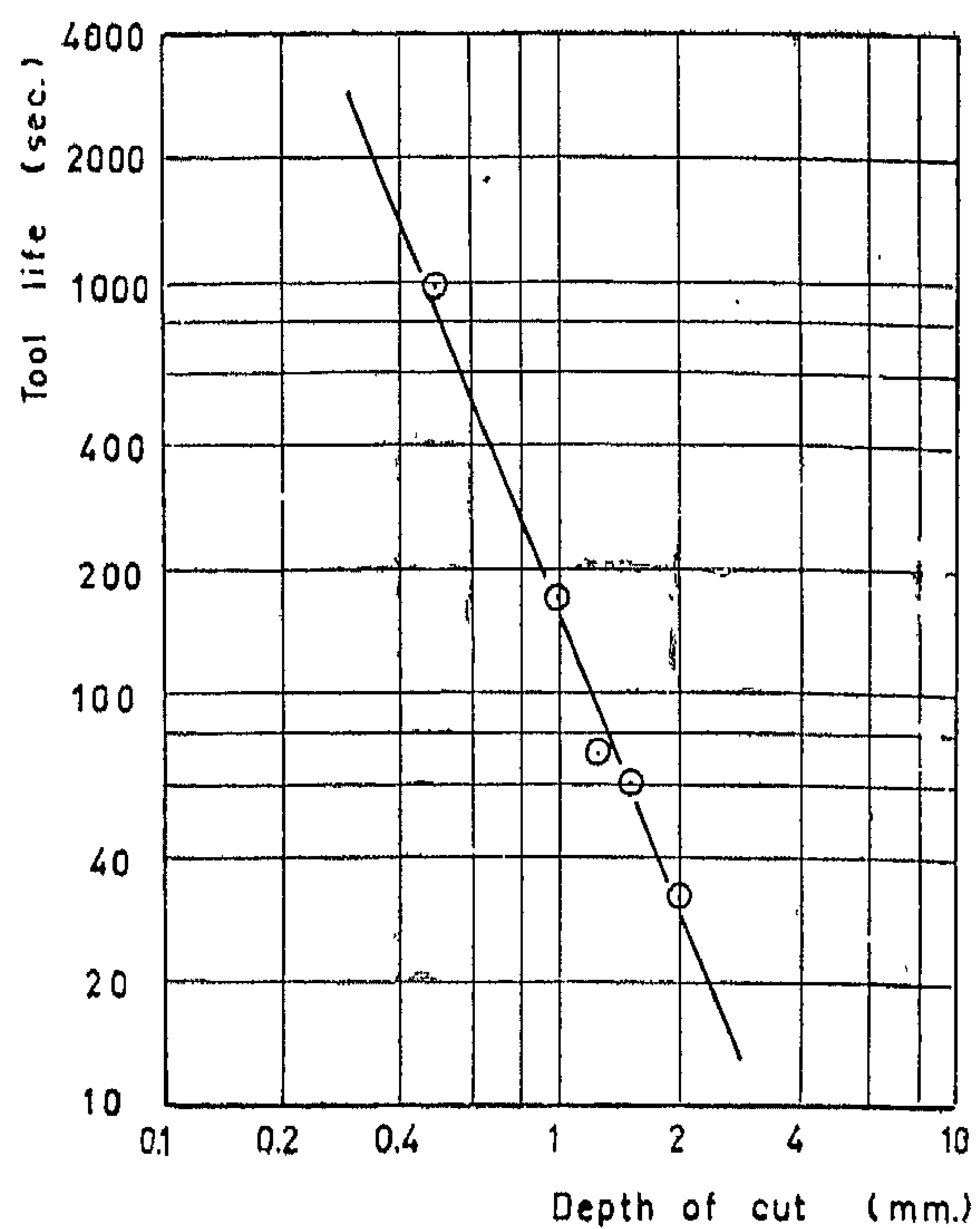


Fig (20)

Influence of depth of cut

on tool life

when cutting mild steel

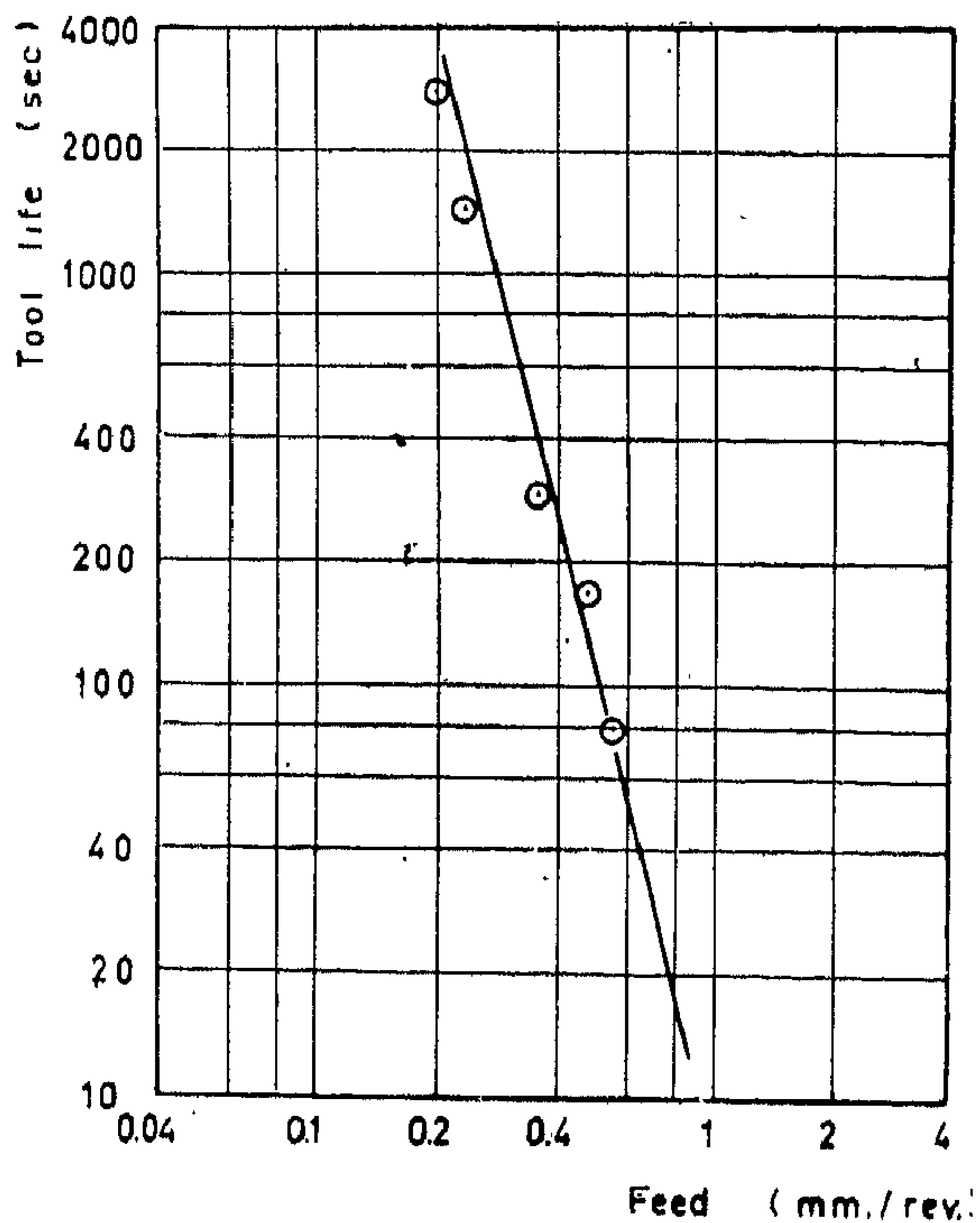


Fig (19)

Influence of feed on tool life

when cutting mild steel

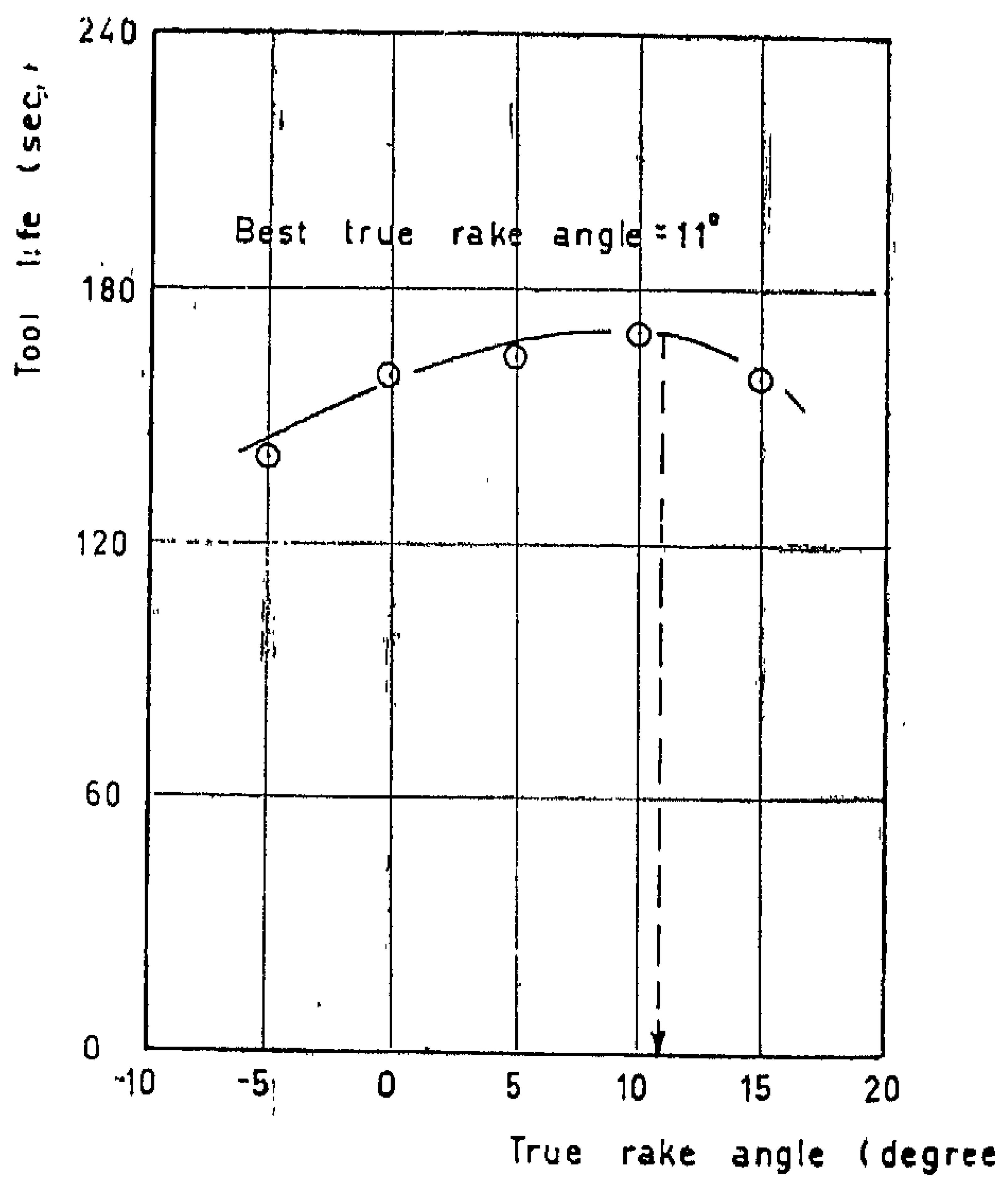


Fig (21)

Influence of true rake angle

on tool life

when cutting mild steel

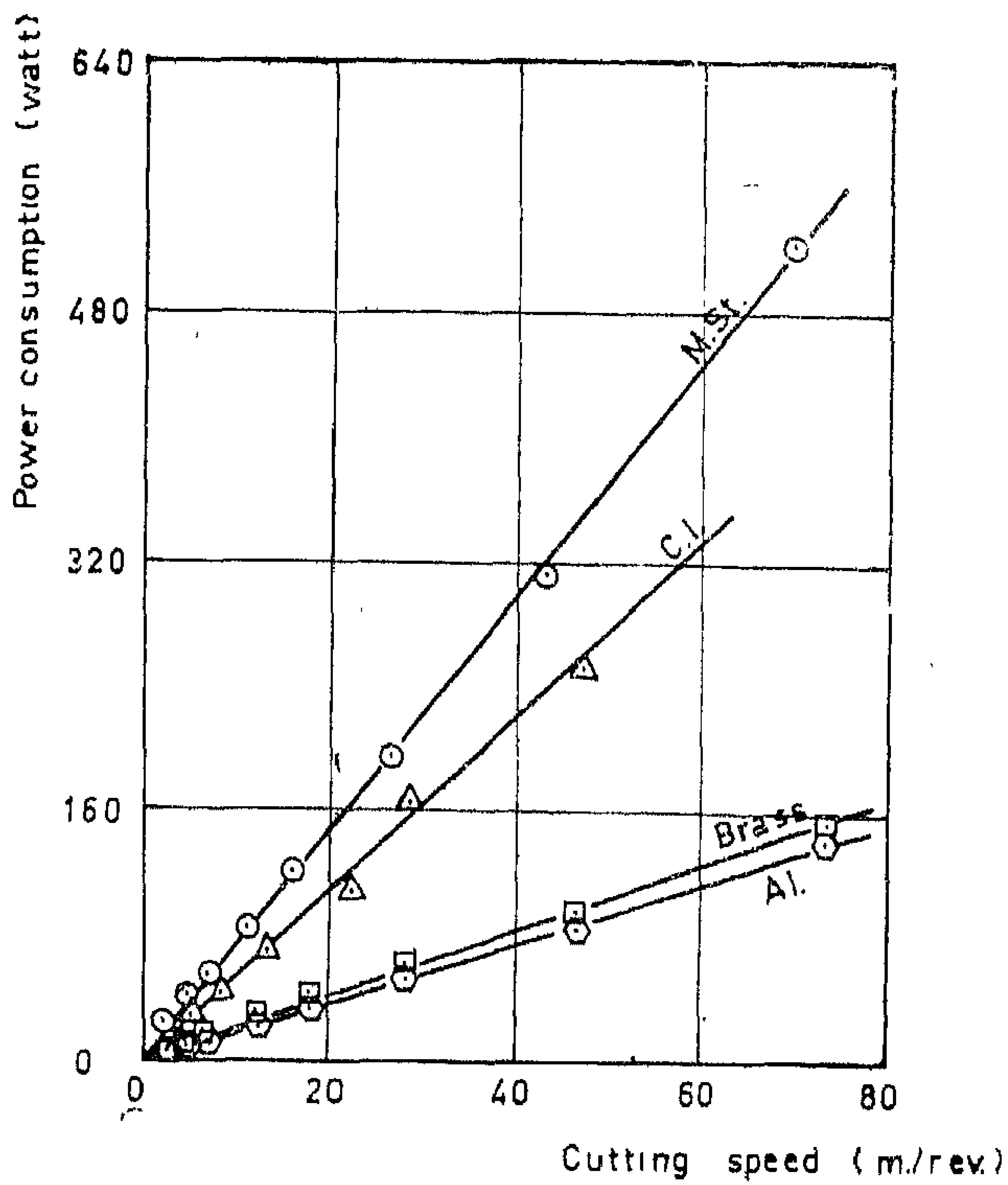
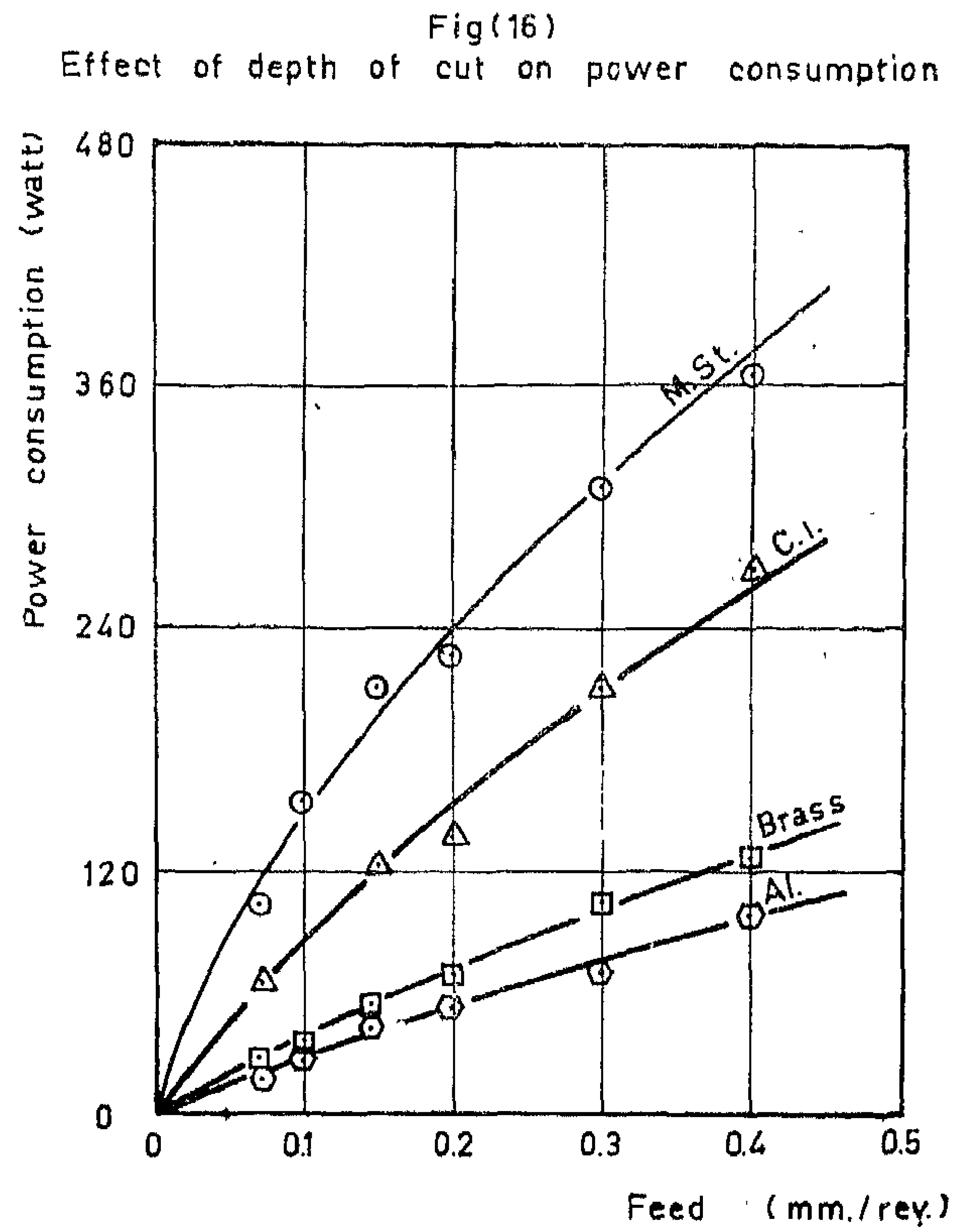
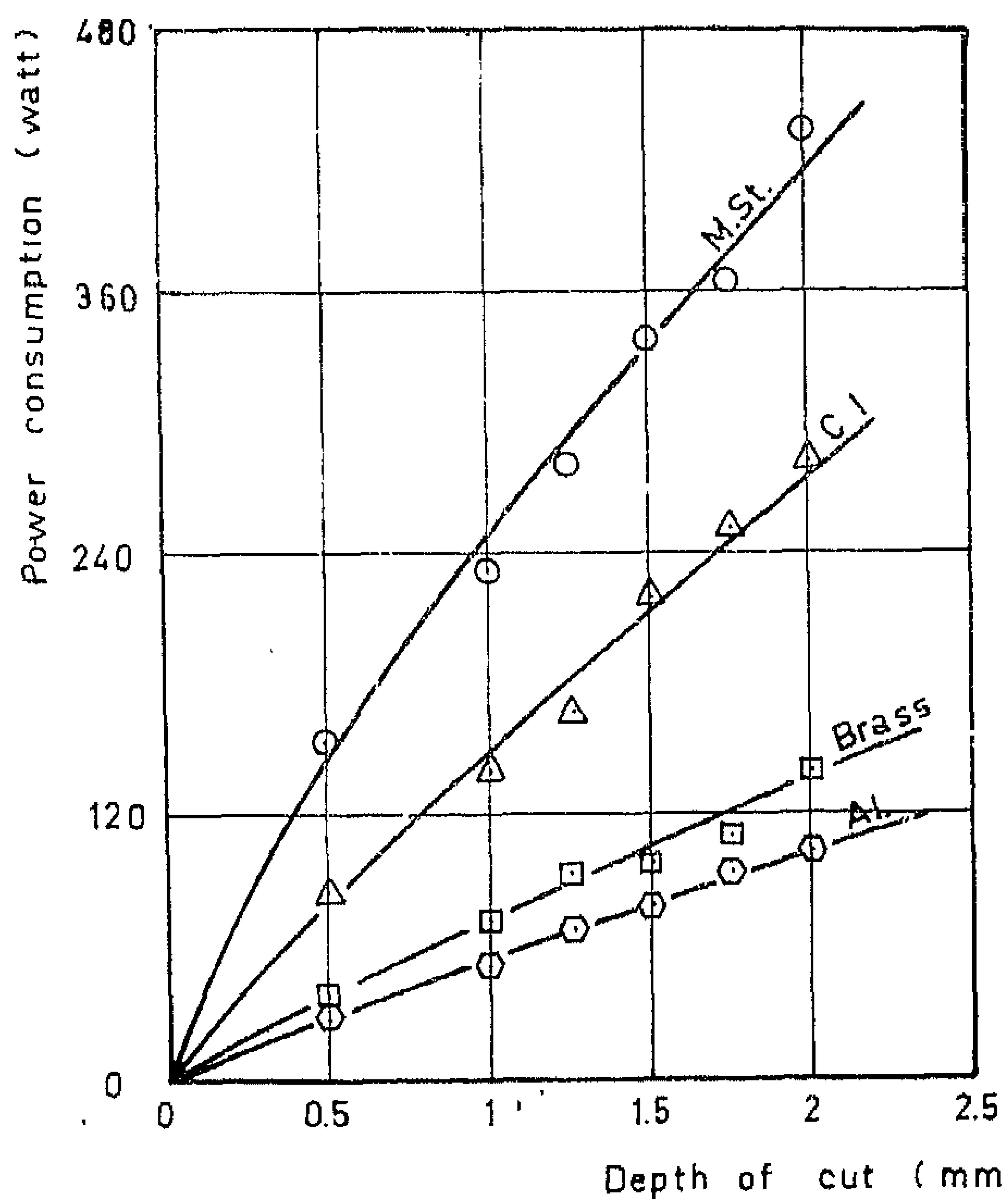


Fig (14)
Effect of cutting speed on power consumption

Fig(16)
Effect of depth of cut on power consumption





Fig(15,
Effect of feed on power consumption

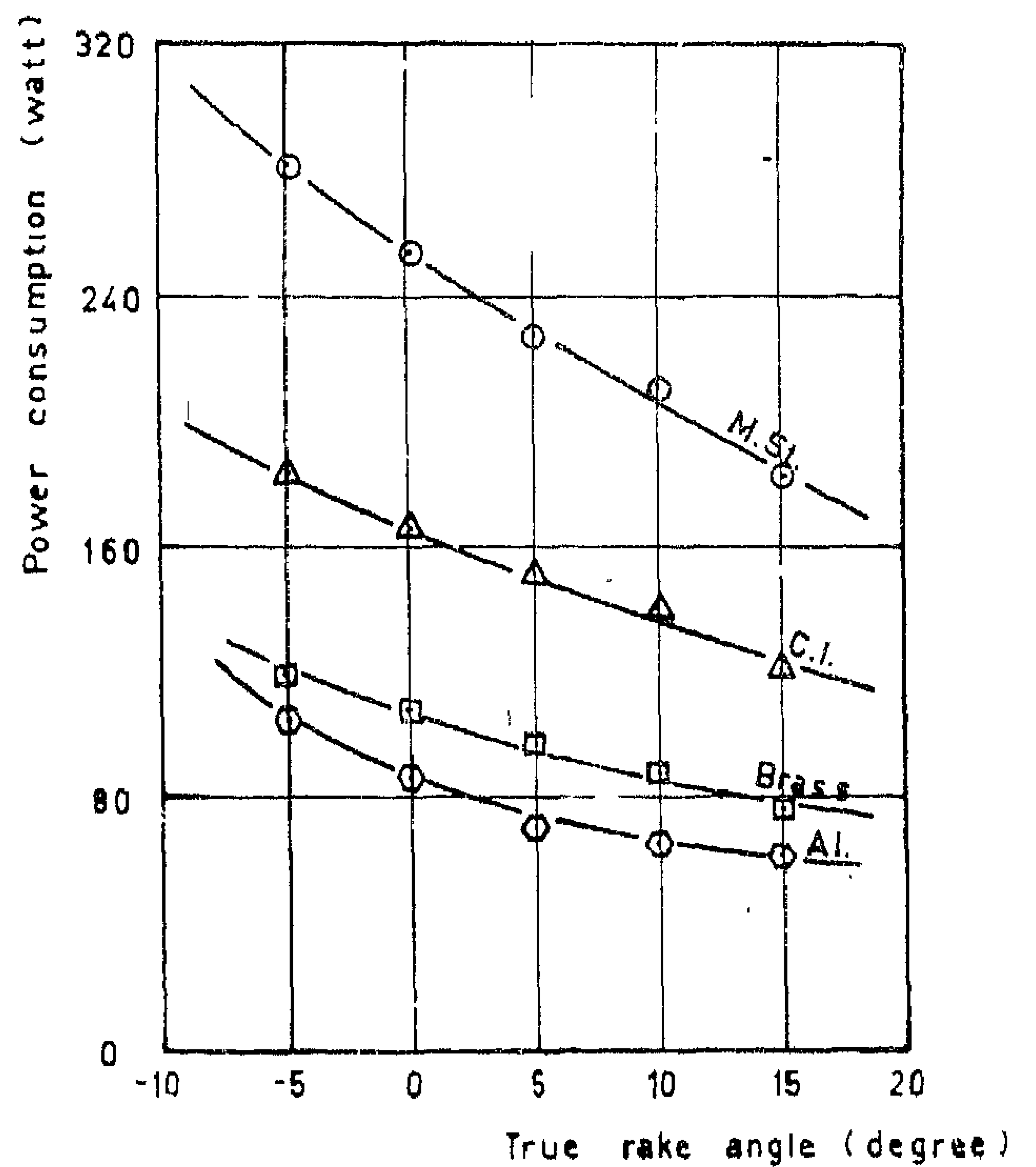


Fig (17)
Effect of true rake angle on power consumption

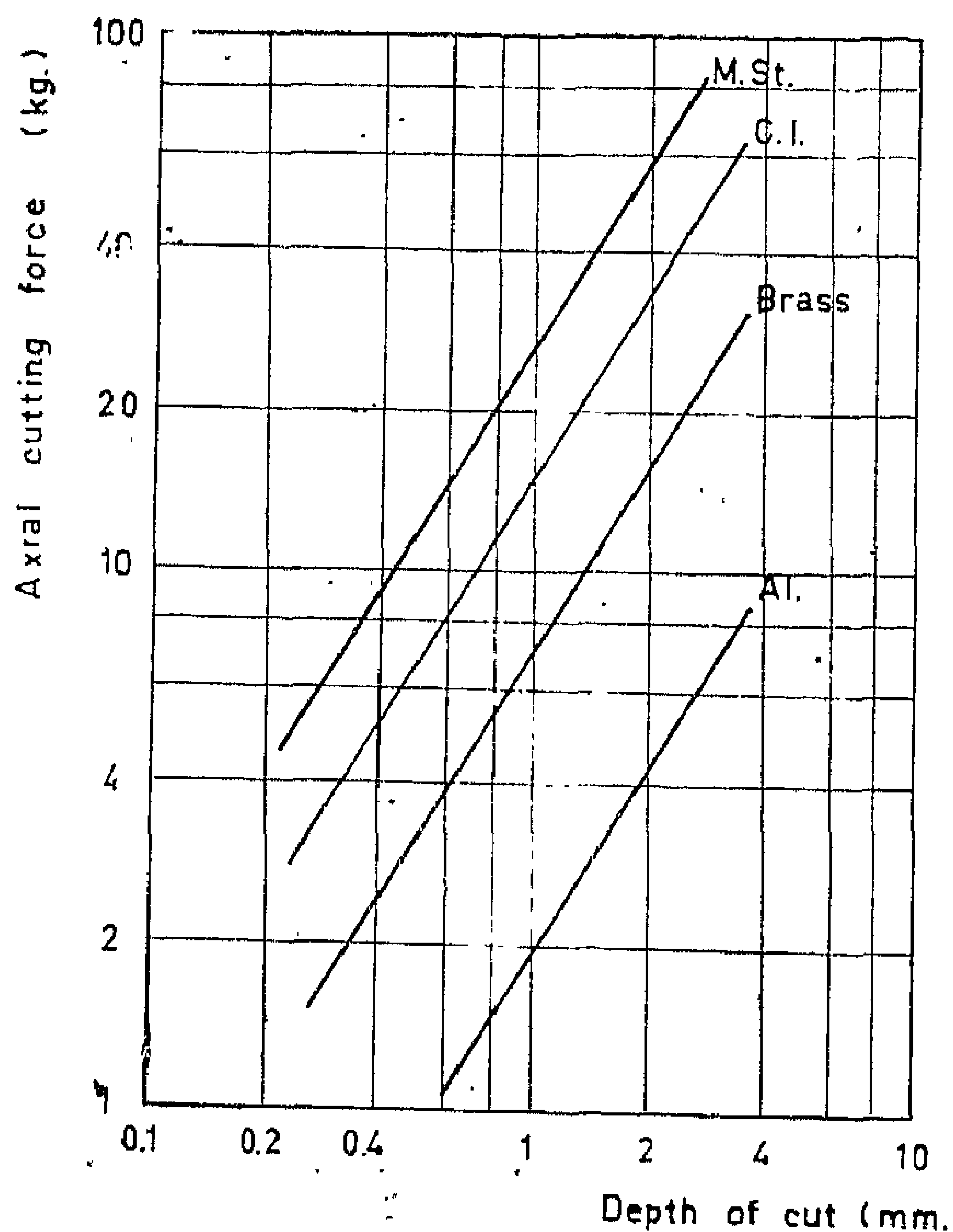


Fig (10)
Effect of depth of cut on axial force

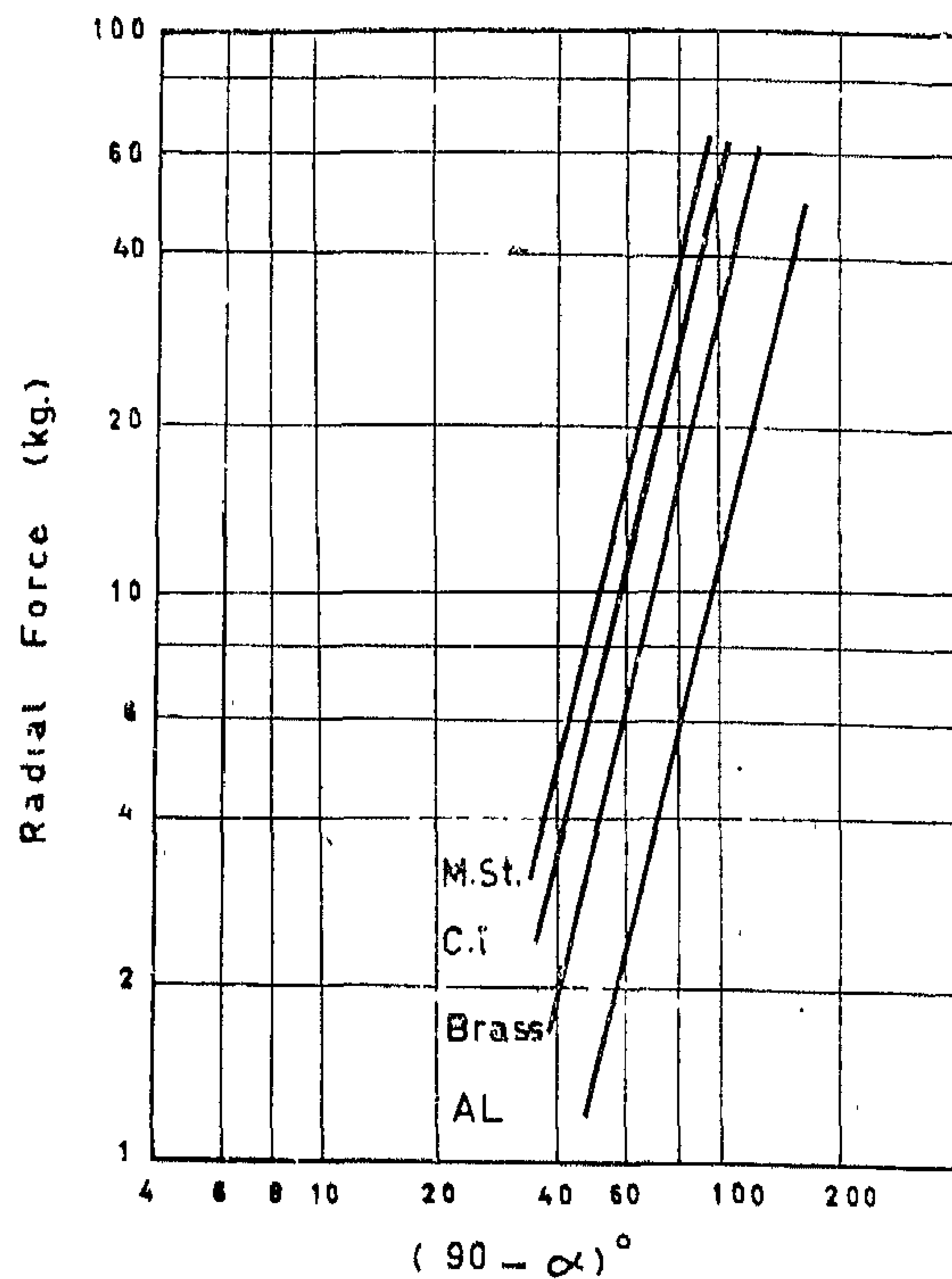


Fig (12)
Effect of True rake on Radial Force

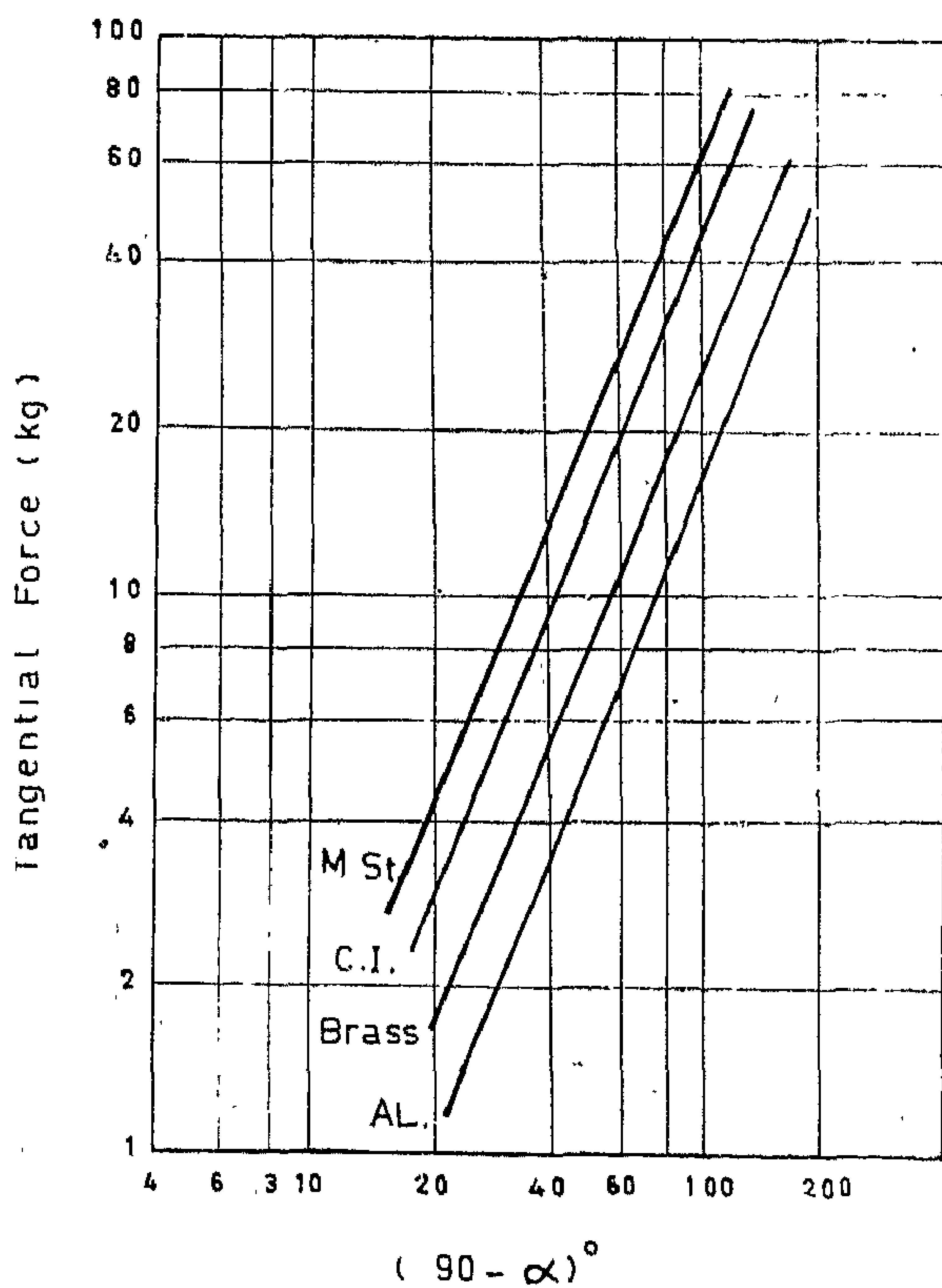


Fig (11)
Effect of True rake on Tangential Force

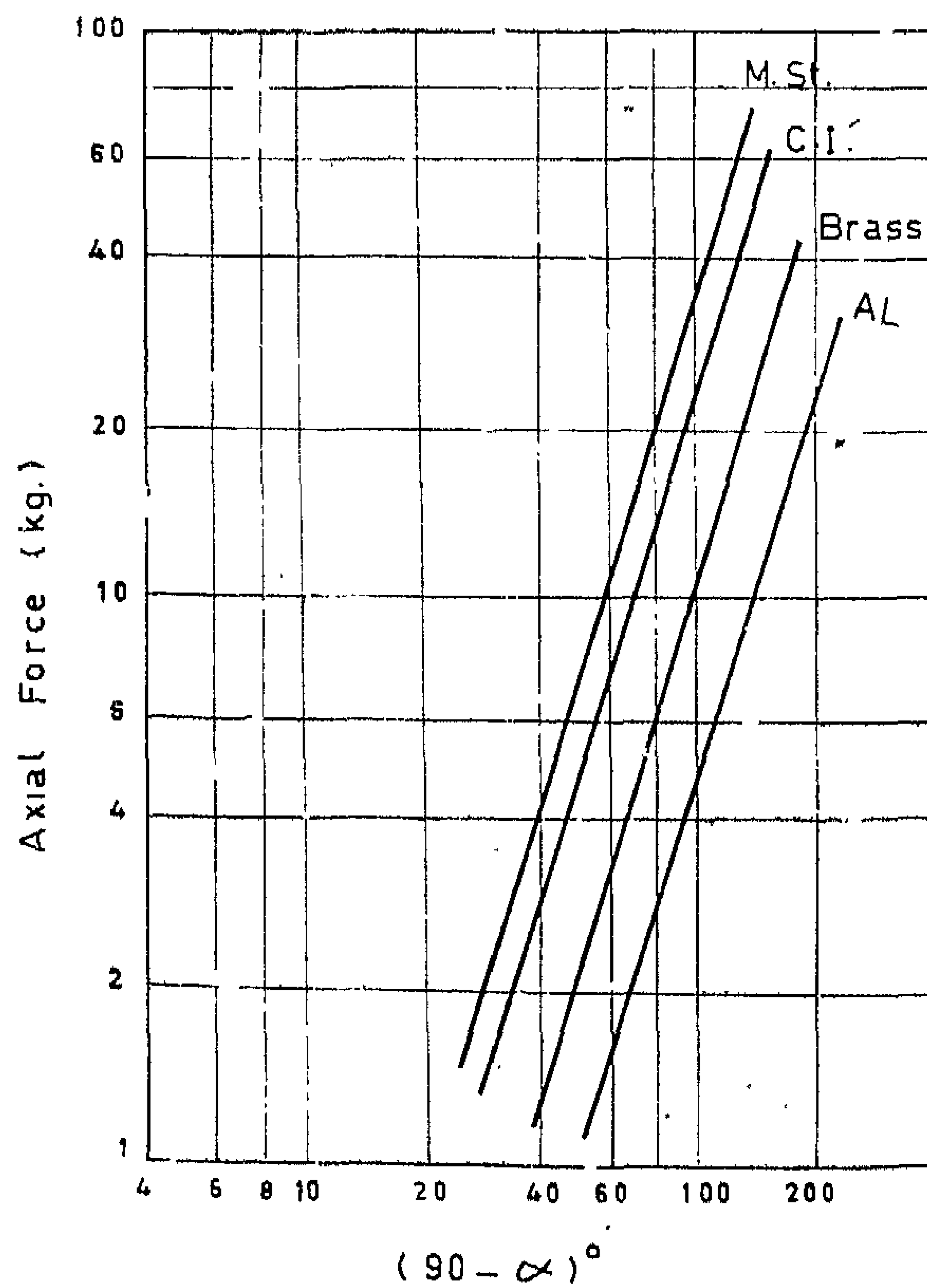


Fig (13)
Effect of True rake on Axial Force

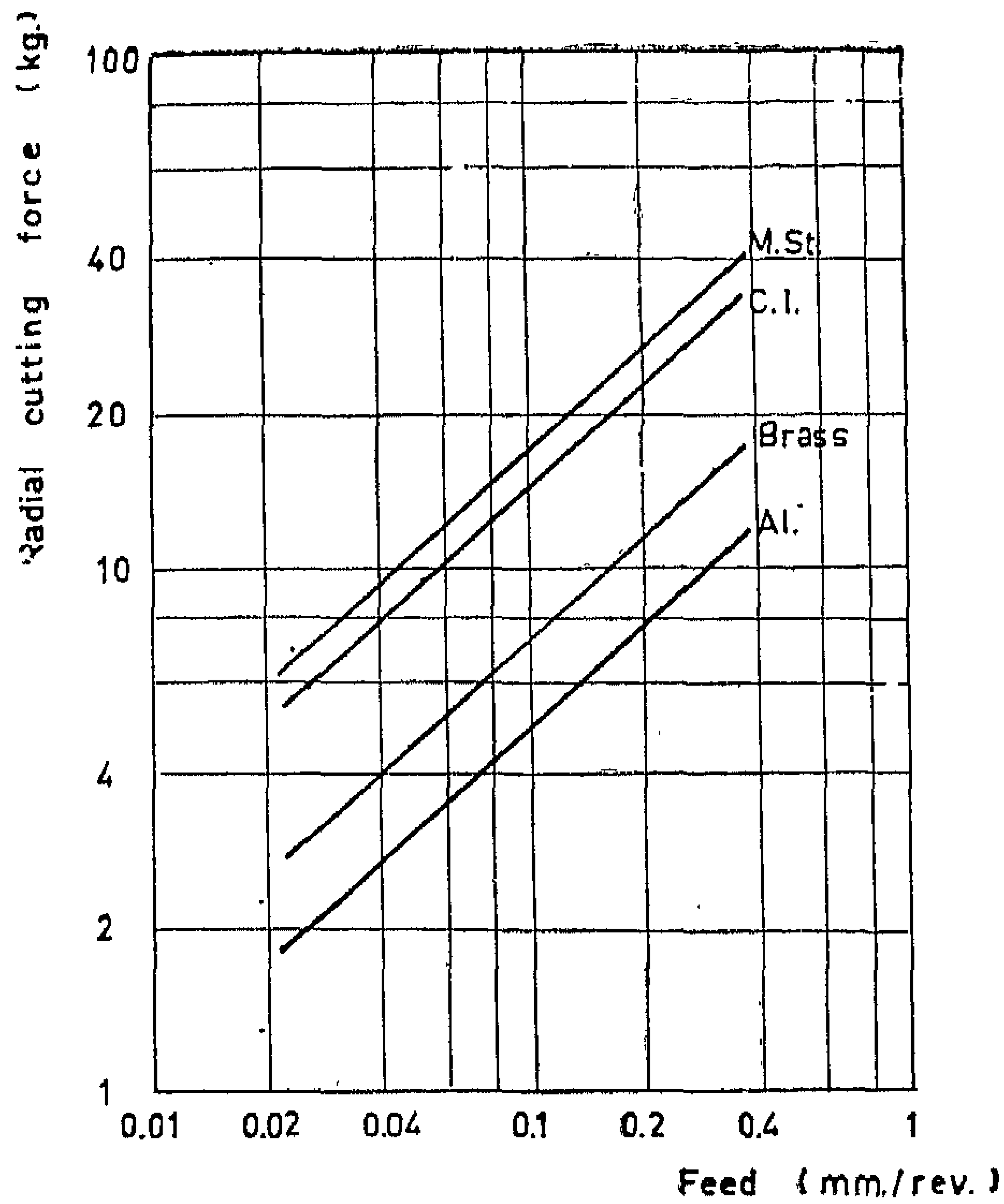


Fig (6)
Effect of feed on radial force.

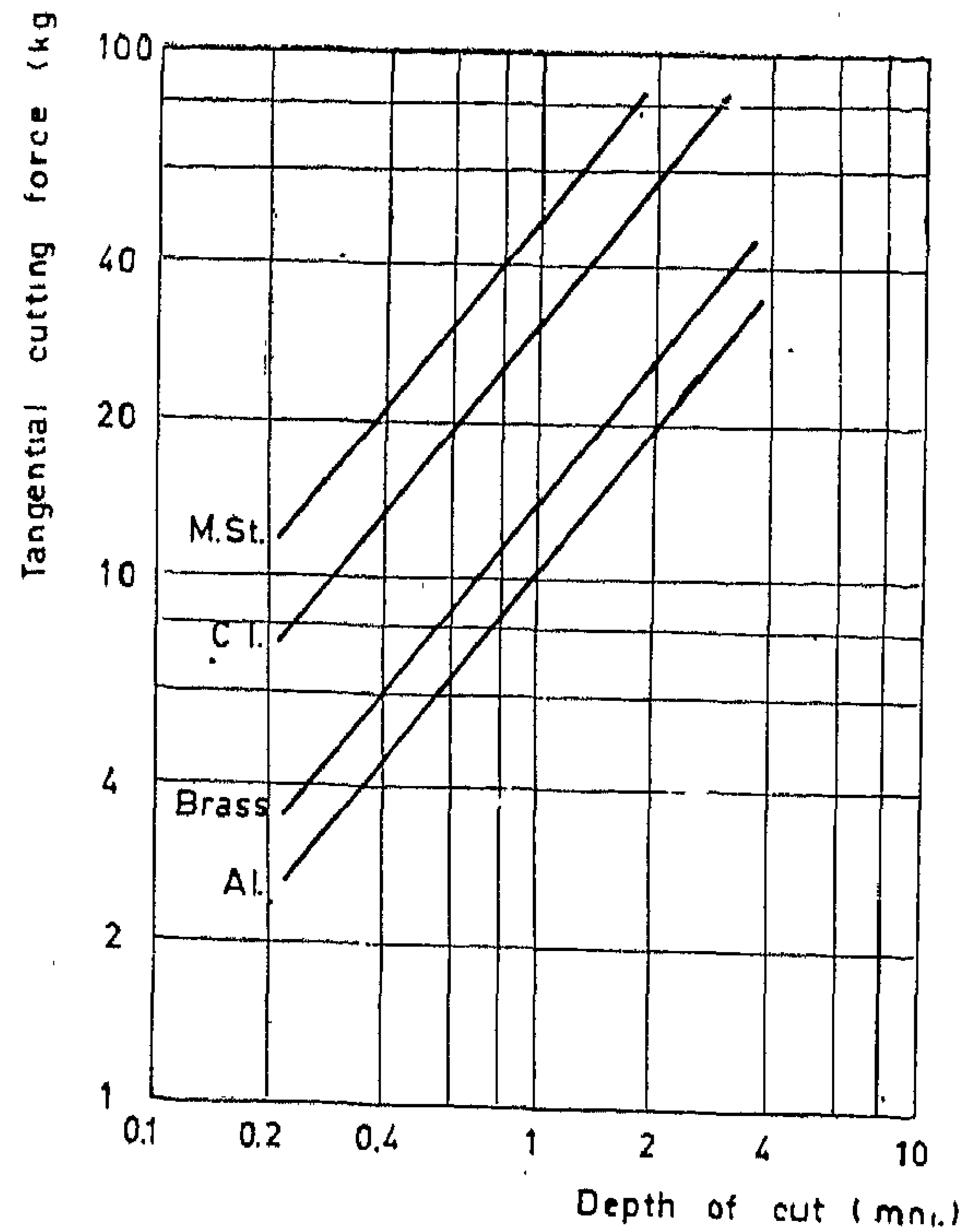


Fig (8)
Effect of depth of cut on tangential force

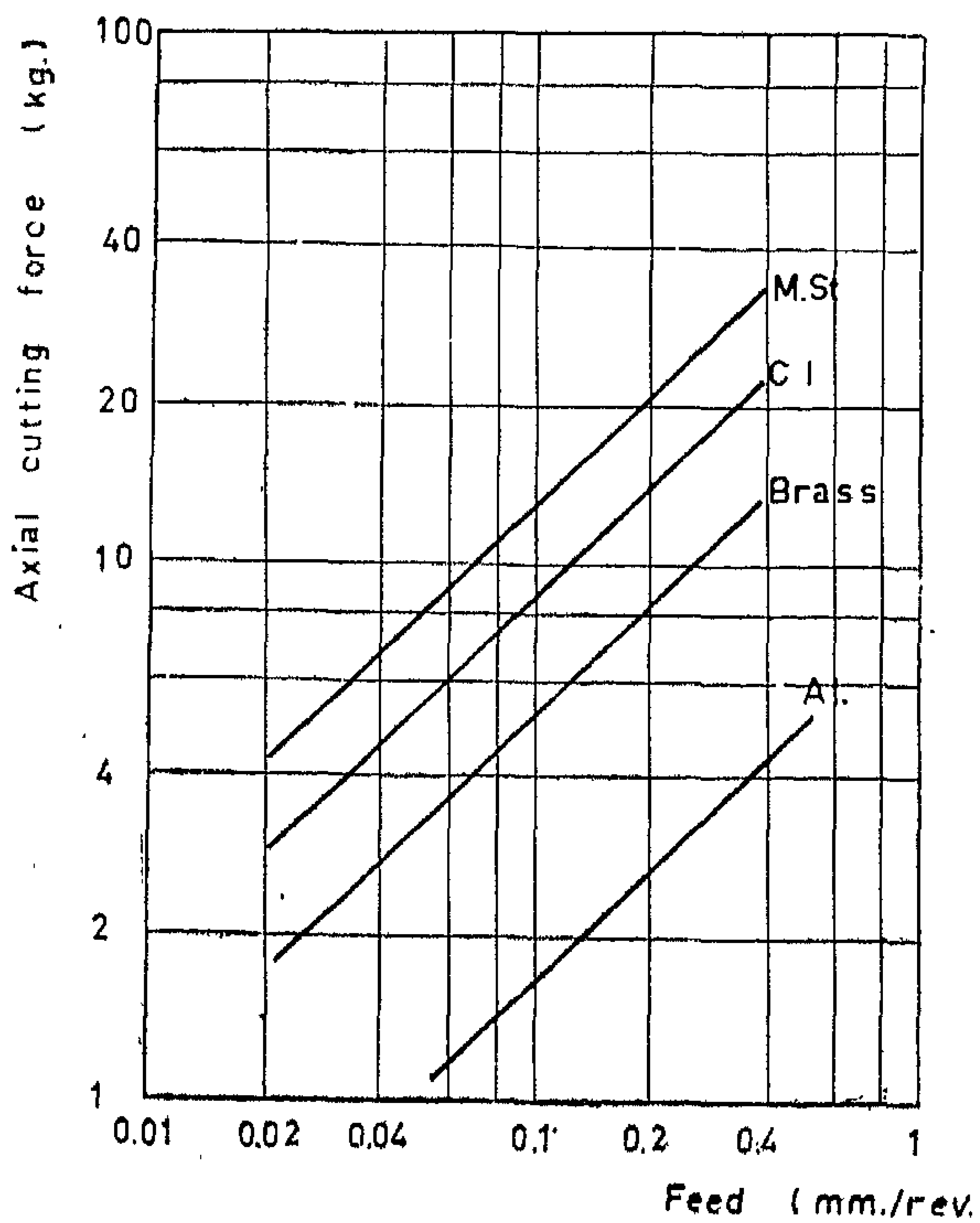


Fig (7)
Effect of feed on axial force

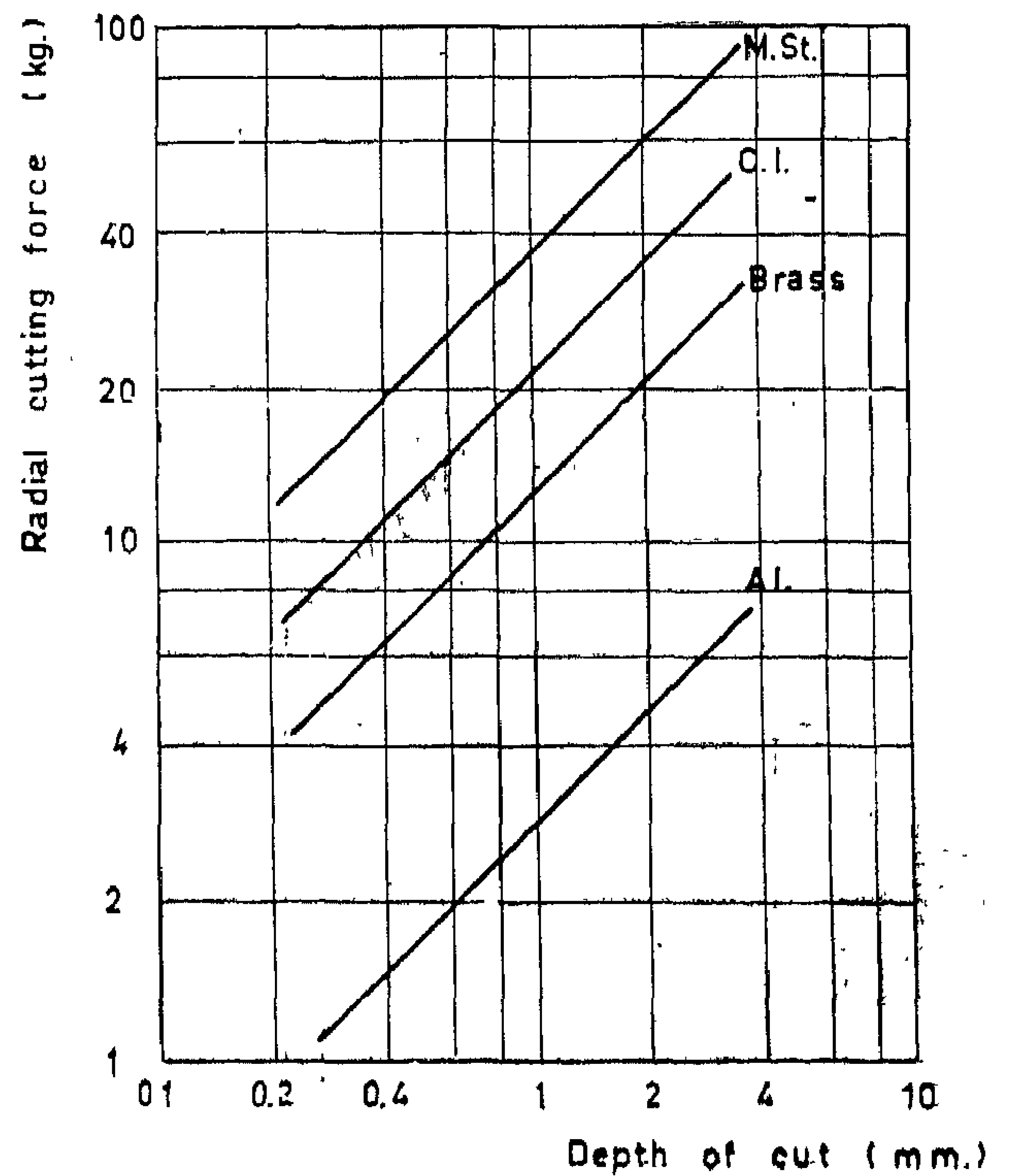


Fig. (9)
Effect of depth of cut on radial force

Feeds :

No. of feeds	36
Range	(.075 - 1.12) mm/rev.

Bed :

Swing over bed	300 mm.
Distance between centres	1300 mm.

Cutting Tool :

Material : H. S. St. 18 - 4 - 1

Dimensions : 16 × 16 area × 80 mm. length overhanging length 16 mm.

Angles :

side cutting edge	30°
side rake	6°
front rake	6°
end cutting edge	5°

Workpiece Materials :

1. Steel.
2. C.I.
3. Brass.
4. Aluminium.

Cutting Conditions :

A series of cutting tests were repeated for every workpiece material as follows :

Series 1 :

Constant true rake angle $\gamma = 10°$

Constant feed rate $f = 0.15$ mm/rev.

Constant depth of cut $d = 1$ mm.

Variable speed in the range $V = 5 - 50$ m/min.

Series 2 :

Constant feed rate $f = 0.15$ m/rev.

Constant true rake angle $\gamma = 10°$.

Variable depth of cut in the range $d = 0.5 - 2.0$ mm.

Series 3 :

Constant depth of cut $d = 1$ mm.

Constant true rake angle $\gamma = 10°$.

Variable feed in the range $f = 0.075 - 0.4$ mm/rev.

Series 4 :

Constant depth of cut $d = 1$ mm.

Constant feed rate $f = 0.15$ mm/rev.

variable true rake angle in the range $\gamma = -5°$ to $+ 15°$.

RESULTS AND DISCUSSION

The results obtained are shown in Figures 5-16. It can be seen that the cutting forces are exponentially related to the elements of the cutting conditions.

The cutting speed has negligible influence on the cutting forces except in the lower range of speeds where it shows a slight effect.

The cutting force can be expressed in the following form according to the results shown in fig. (5 - 16).

$$F = K . f^x . d^y \, (90 - \gamma)^n \qquad (17)$$

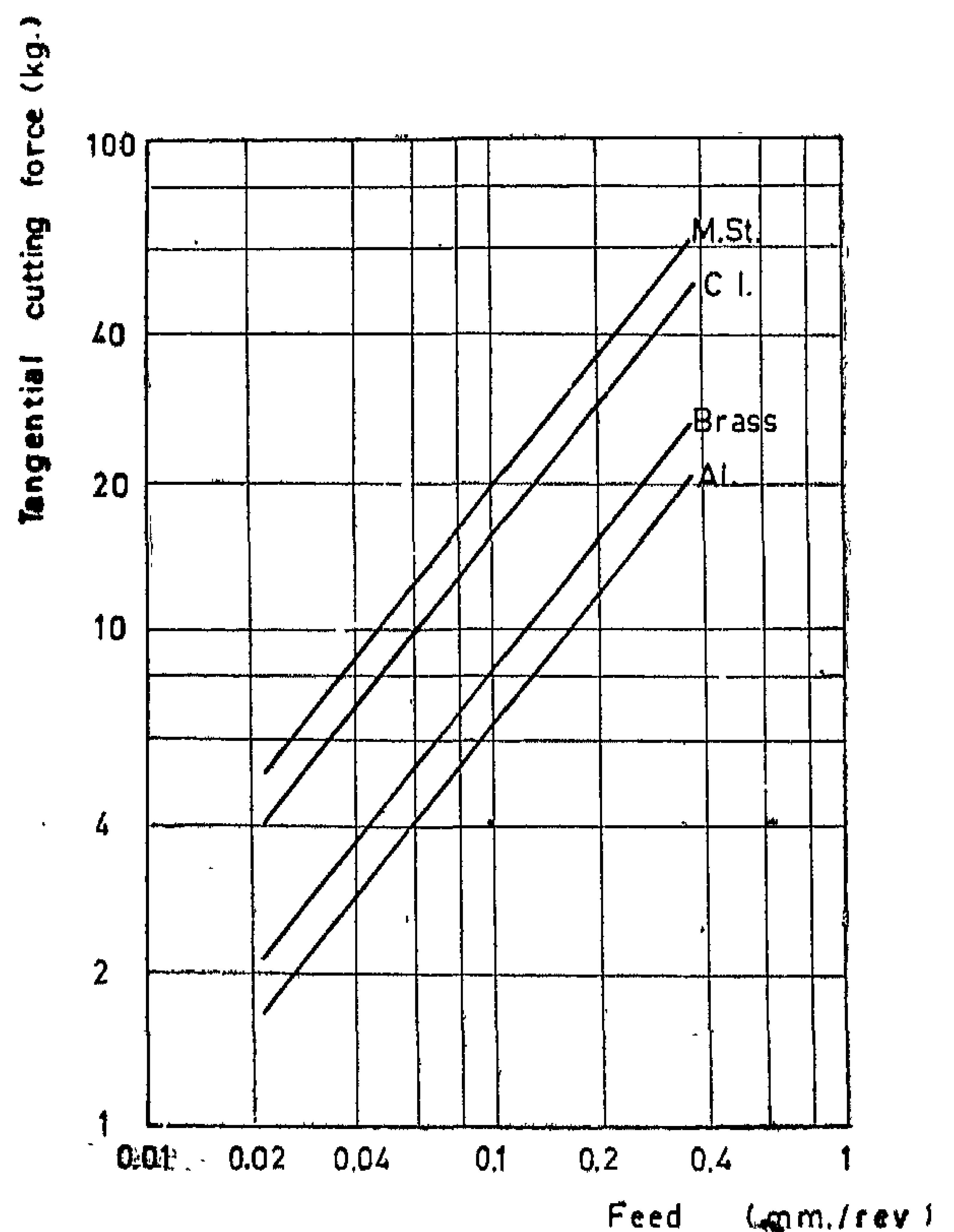


Fig (5)
Effect of feed on tangential force

Three inductance elements are used to measure deflections in the tool holder in the directions of the cutting components. The output of each element in μ A is connected to one of the three reading meters through a common cable. Each meter has 2 ranges to allow for higher and lower outputs of the dynamo-meter. A calibration chart is used to obtain the value of the force component in terms of the corresponding meter reading.

The slope of the calibration charts are given in table 1

Table (1) — Slope of Calibration Charts :

Range	Dynamometer Constant		
	F_1	F_2	F_3
I	0.6	0.35	0.3
II	2	1	1

The scale value of the dynamometer is 5 μ A.

The range of scale is divided from 0 to 500 μ A.

Tool Life Measurements :

Measurements of Tool Life were carried out for the investigated workpiece materials at different cutting conditions. Time was measured with the aid of a stop watch. Long workpieces were used and oversize in the diameter was measured at intervals of time T_1, T_2 and T_3.

The corresponding oversize is O_1, O_2 and O_3 which is twice the dimensional wear in each case.

From the diagram of wear versus tool life given in fig. (4) the tool life can be obtained for any value of permissible dimensional wear

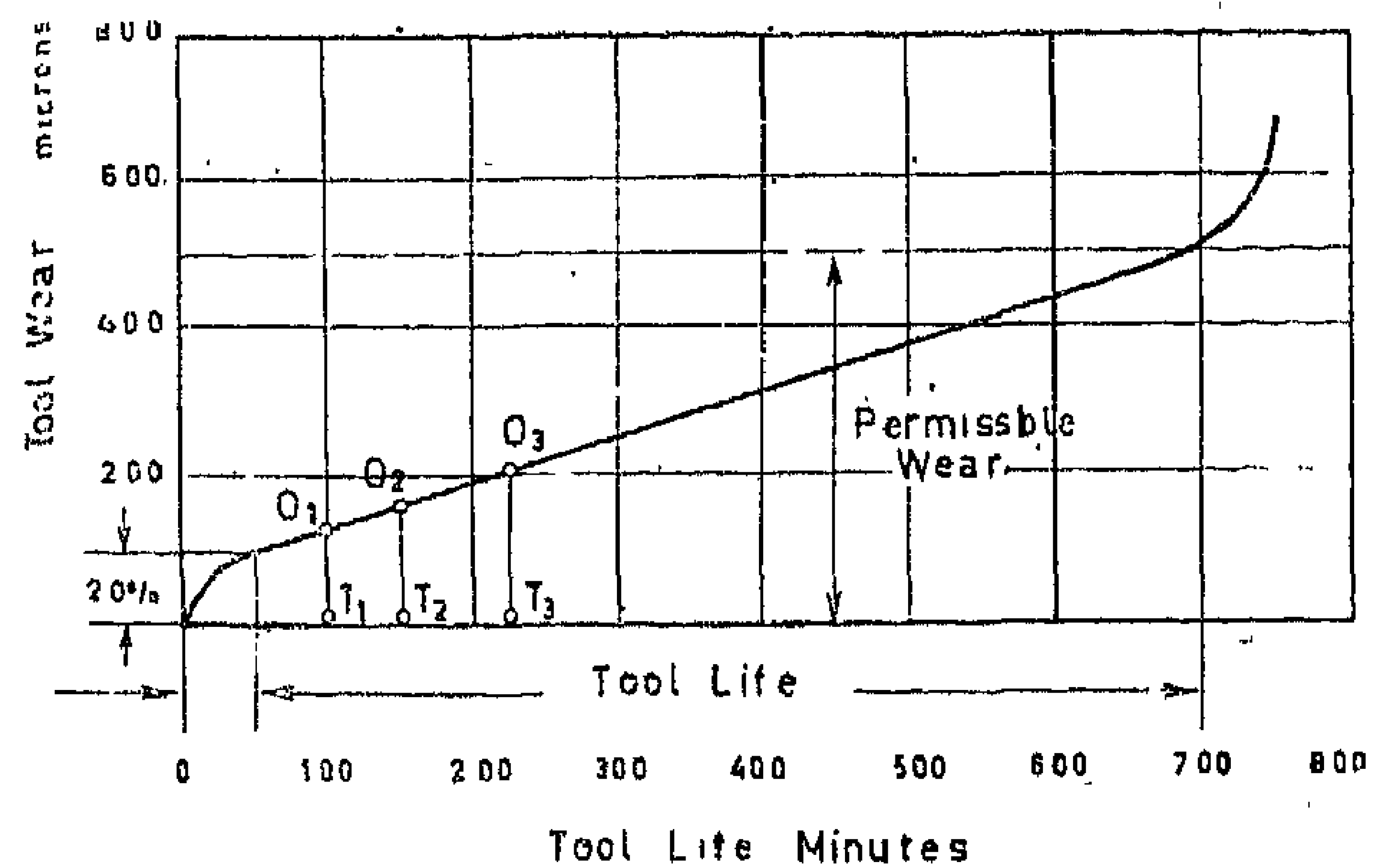


Fig (4)
Wear versus Tool Life

in the tool. The essential part of the diagram is linear the mean slope of the diagram equals $\frac{1}{2}\left\{\frac{T_2 - T_1}{O_2 - O_1} + \frac{T_3 - T_2}{O_3 - O_2}\right\}$.

The wear for the first region is usually about 20% of the permissible wear at the end of the tool life for a period of $\frac{10^6}{f \times N}$ minutes.

The tool life can be computed after recording the three mentioned readings for time and oversize from the following formula :

$$T = \frac{10^6}{f \times N} + 0.3\, h \frac{T_2 - T_1}{O_2 - O_1} + \frac{T_3 - T_2}{O_3 - O_2} \qquad (16)$$

where h is the permissible dimensional wear which is taken 500 microns.

Cutting Tests :

Tests were carried out on a first grade centre lathe of the following main specifications :

Drive :

Motor HP	3.5
Motor Speed	1500 R.P.M.

Head stock

No. of speed	8
Range	(19 – 480) R.P.M.

Power Consumption

Power consumed in turning is mainly related to the tangential component of the cutting force which is commonly denoted as the power component:

The cutting power equals :

$P_1 = F_1 \cdot V$ Kg.m/min.

$= 165 \times 10^{-6} F_1 . V$ K.W. (12)

Where F_1 = Tangential component Kg.

& V = Cutting speed m/min.

The feeding power equals :

$P_2 = F_3 . \frac{f.N}{1000}$ Kg.m/min.

$= 165 \times 10^{-9} F_3 . f. N$ K.W. (13)

In the common range of feeds and cutting speed the amount of P_2 can be neglected in comparison to P_1. The total power consumption equals ::

$P = P_1 + P_2 = P_1$

$= 165 \times 10^{-5} F_1 . V$ K.W. (14)

TOOL LIFE

The duration of useful life of turning tools between resharpenings is of influence on the machining. Turning tools being in continuous contact with chip and workpiece throughout the machining process need to be run at the most economic speed.

The classic Taylor equation $T = c V^2$ although still valid, but it does not express the effect of all other element of cutting on the tool life.

Experiments were carried out to measure the effect of various cutting elements on tool life in the following form :

$T = \Psi (f, d, V, H)$ (15)

EXPERIMENTAL WORK

Force Measurements :

The three components of the cutting force were measured by the use of the three component dynamometer (fig. 3).

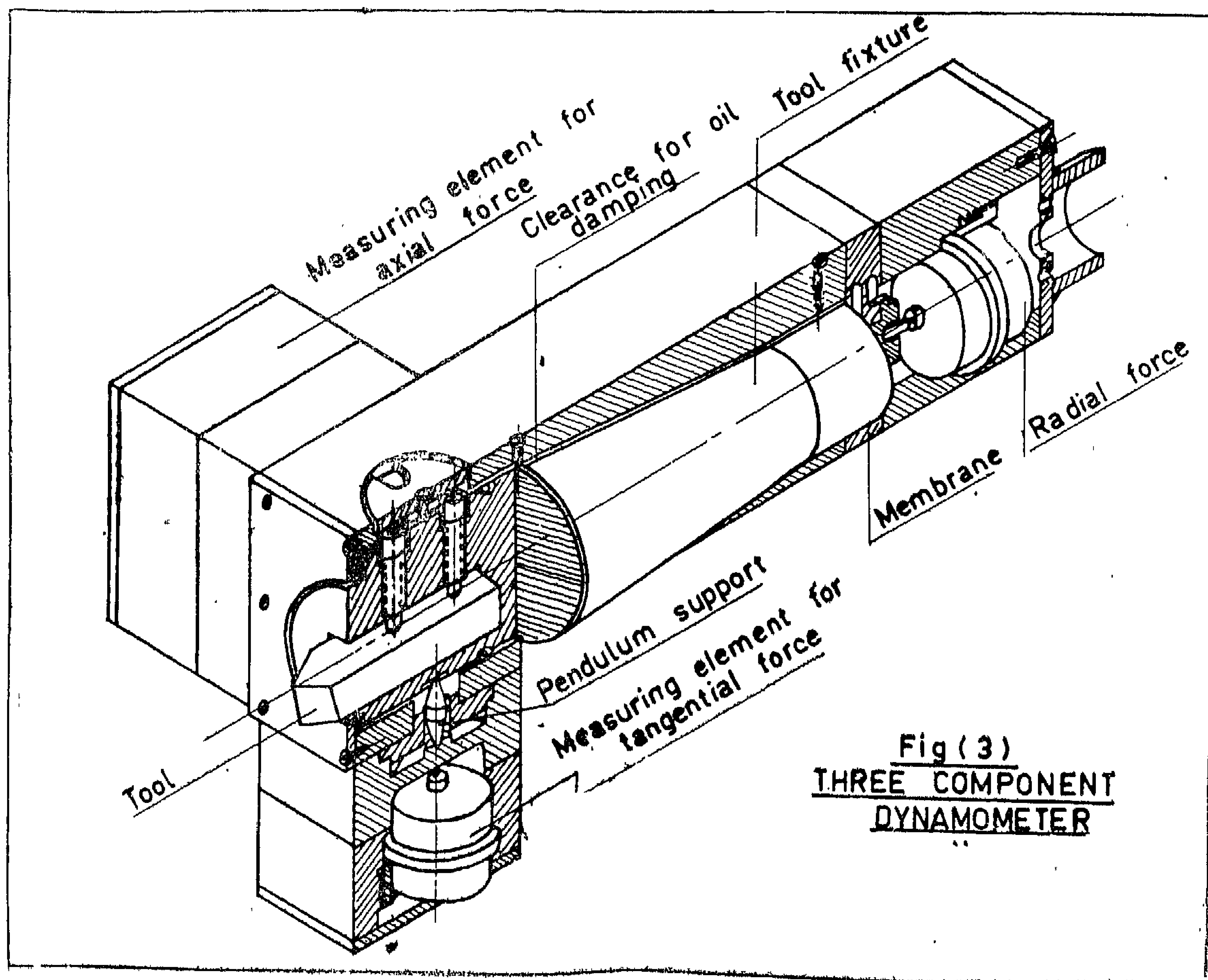


Fig (3) THREE COMPONENT DYNAMOMETER

the machined surface. It is responsible of the metal removal and has therefore the largest value among the three components. It is sometimes denoted the power component. It causes deflections in the cutting tool, workpiece and machine elements and affect the machining accuracy.

2) *Radial Force F_2* : This component acts in a horizontal direction normal to the machined surface. It is responsible for keeping the tool penetrating inside the workpiece during cutting. An essential part of the deflections is attributed to this component. Its magnitude is less than F_1 but its effect on the machining accuracy is remarkable (Said 1964).

3) *Axial Force F_3* : This component is responsible for feeding the tool along the workpiece. It acts along the axis of the centre lathe. Information about this component is essential for the proper design of the centres and head Stock bearings.

From the geometry of fig. (2) it can be seen that the resultant cutting force F equals:

$$F = (F_1^2 + F_2^2 + F_3^2)^{\frac{1}{2}}$$

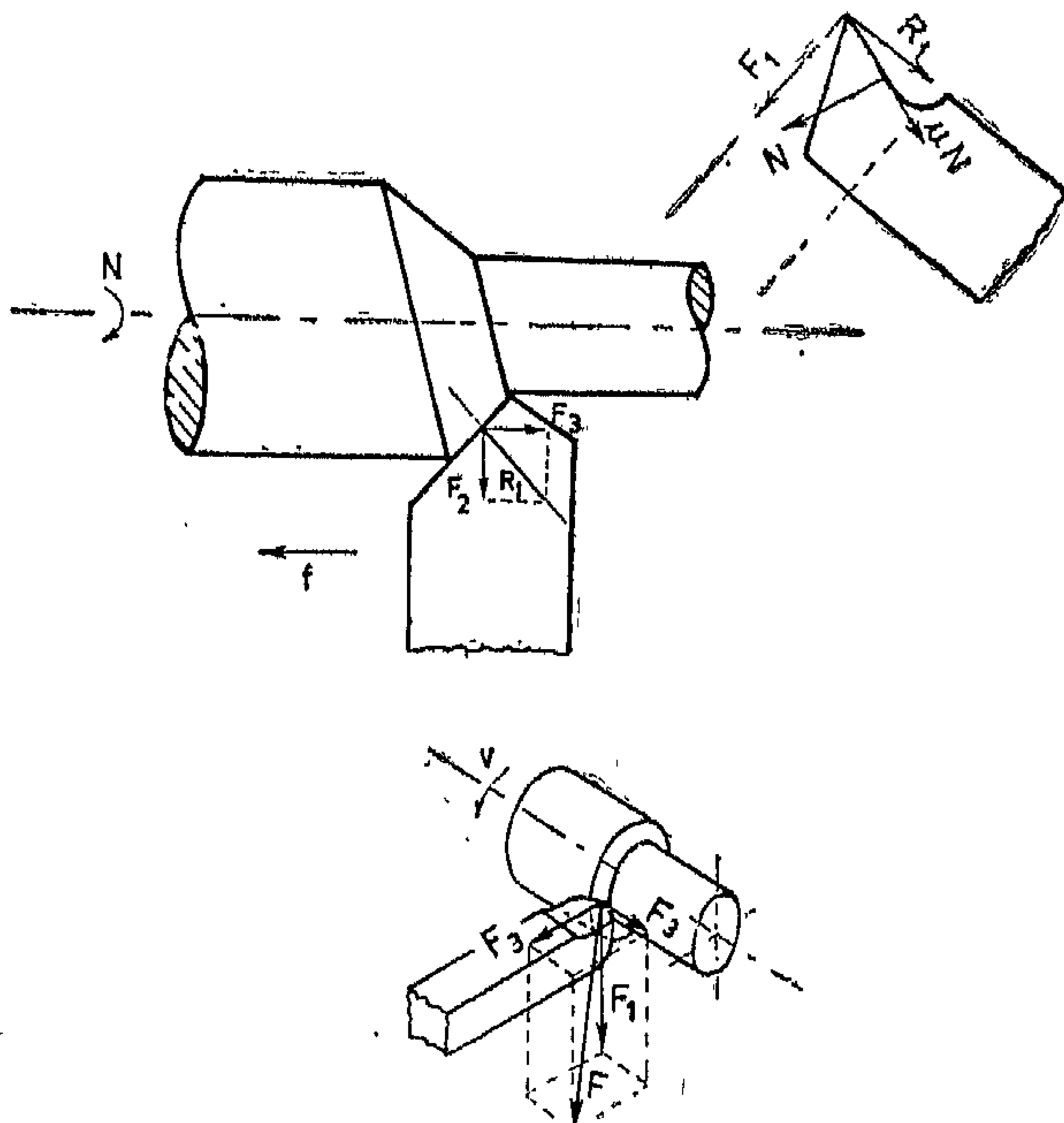


Fig (2) Force Analysis on Tool Face

The resultant of the 2 horizontal components F_2 & F_3 equals:

$$R_1 = \sqrt{(F_2^2 - F_3^2)} \qquad (2)$$

$$\therefore F_2 = R_1 \cos \varphi \qquad (3)$$

$$\& \; F_3 = R_1 \sin \varphi \qquad (4)$$

where φ is the plan angle

The forces acting on the tool face are resisted during cutting by the friction and normal forces caused by chip flow.

From the equilibrium of forces shown in fig. (2) it can be seen that :

$$R_1 = N (\mu \cos \gamma - \sin \gamma) \qquad (5)$$

$$\therefore F_2 = N (\mu \cos \gamma - \sin \gamma) \cos \varphi \qquad (6)$$

$$\& \; F_3 = N (\mu \cos \gamma - \sin \gamma) \sin \varphi \qquad (7)$$

$$\& \; F_1 = N (\cos \gamma + \mu \sin \gamma) \qquad (8)$$

It can be seen from this analysis that the components of the oblique turning force in the selected convenient directions depend mainly on the compressive force on the tool face, the coefficient of friction between the chip and tool face, the plan angle and the tool angle.

Following a similar analysis between the chip removed and the workpiece it can be seen that the cutting force is a function of the shear strength of the material.

$$F = K \,.\, S_s \qquad (9)$$

Utilising the relation between the shear strength and the Brinel Hardness of the workpiece material.

$$S_s = 0.32 \text{ H} \qquad (10)$$

The Brinel Hardness can be considered as one of the factors affecting the cutting forces.

In the present investigation it was planned to measure the cutting force components in terms of the following cutting conditions :

1. — Feed rate.
2. — Depth of cut.
3. — Rate angle.
4. — Material Hardness.

The results are utilised to obtain a relation for the components of the cutting force in the form : $F = \psi (f, d, \alpha, H)$ **(11)**

MACHINING CHARACTERISTICS IN OBLIQUE TURNING

By

Dr. SALAH M. SAID, M.Sc., Ph.D., A.M.I. Prod. E.
Faculty of Engineering
Ain Shams University.

S U M M A R Y

A study is presented for the influence of the cutting conditions, the cutting forces, tool life and power consumption in oblique turning. The effect of the true rake angle is studied and optimum value for maximum tool life is obtained. Brinel hardness appears to be of significent influence on both cutting forces and tool life.

Introduction

Most of the distinguished contributions in metal cutting investigations are concentrating on orthogonal or two dimensional cutting. The work of Merchant, Ernst, Kronenberg, Lee & Schaffer, Zorev and others participated in establishing satisfactory information in orthogonal cutting.

Although oblique cutting is the most common normal cutting process, it did not receive enough consideration mainly because it is a three dimensional process.

Information about the three components of the cutting force in convenient directions is essential to the machine tool designer in constructing the machine elements subjected to these forces and to the machine tool user to choose the right tool and cutting conditions leading to best performance at highest possible accuracy.

CUTTING FORCE ANALYSIS

Forces on a Turning Tool:

The cutting force F acting on a turning tool in the case of oblique cutting can be analysed in the following three convenient directions (fig. 1).

1) *Tangential Force* F_1 – : This component acts in a vertical direction tangential to

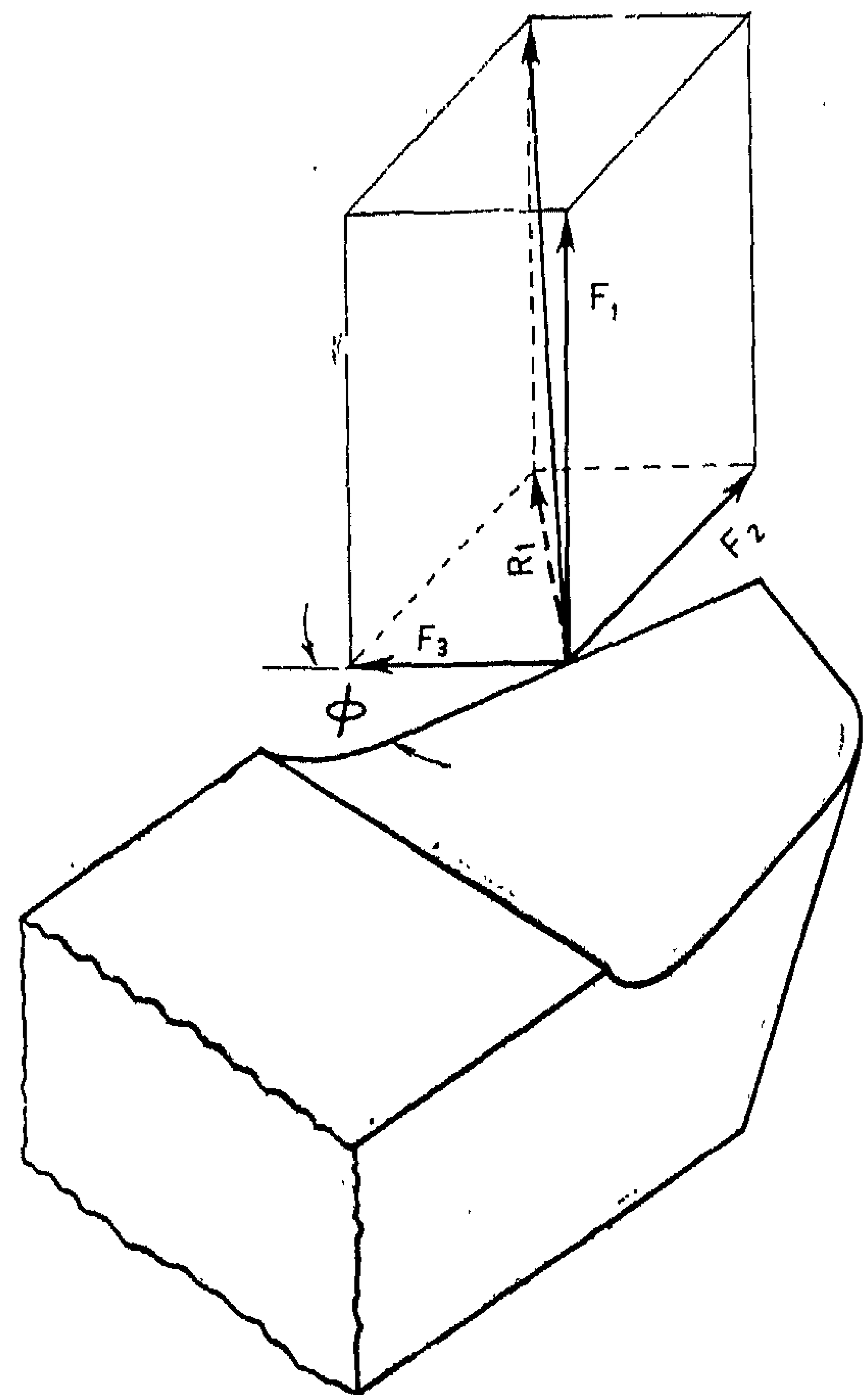


Fig (1) Forces on a Turning For

REFERENCES

(1) Churchill, R.V, 1958 : Operational mathematics. McGraw-Hill Book Co., New York.

(2) Cooper, H.H. and Jacob, C.E. 1946: A generalized method for evaluating formation constants and summarizing, well-field history. Trans. Am. Geophy. Union. V. 27.

(3) Dwight, H.B., 1958: Mathematical tables, Dover publ. Inc., New York.

(4) Ferris, J.G. 1950: Quantitative method for determining ground water characteristics for drainage design. Agr. Eng., V. 51, n. 6.

(5) Ferris, J.G., Knowels, D.B. Brown, R.H. and Stallman, R.W., 1962: Theory of aquifer tests. U.S. Geol. Surv., water supply pap., 1536-E.

(6) Jacob, C.E., 1940: On the flow of water in an elastic aquifer. Trans. Am. Geophys. Union.

(7) Saad, K.F., Shukry, A., Baleigh, A, 1964: Double slope method for pumping test analysis. (Under publication, Trans. Am. Soc. of Civil Eng.)

(8) Theis, C.V., 1935: The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using ground-water storage. Trans. Am. Geophys. Union.



TABLE 1 *(Cont'd)*.

u / Lx	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	oo *
0.1900	1.065	0.880	0.703	0.574	0.534	0.533	0.533	0.533
.2300	0.874	0.706	0.555	0.461	0.437	0.437	0.437	0.437
.2800	0.703	0.555	0.430	0.363	0.352	0.352	0.352	0.352
.3300	0.579	0.444	0.343	0.295	0.290	0.290	0.290	0.290
3.800	0.485	0.363	0.280	0.246	0.243	0.243	0.243	0.243
0.4400	0.399	0.292	0.224	0.201	0.200	0.200	0.200	0.200
.5000	0.333	0.212	0.184	0.167	0.167	0.167	0.167	0.167
.5800	0.267	0.185	0.144	0.134	0.133	0.133	0.133	0.133
.6600	0.217	0.148	0.115	0.109	0.108	0.108	0.108	0.108
.7600	0.170	0.113	0.0883	0.0851	0.0850	0.0850	0.0850	0.0850
0.9000	0.124	0.0799	0.0636	0.0621	0.0621	0.0621	0.0621	0.0621
1.0000	0.101	0.0628	0.0512	0.0503	0.0503	0.0503	0.0503	0.0503
1.5000	0.0389	0.0222	0.0196	0.0194	0.0194	0.0194	0.0194	0.0194
2.0000	0.0171	0.00928	0.00858	0.00854	0.00854	0.00854	0.00854	0.00854

* The values of this column are those of the drain function D(u), Ferris[16] (1950).

APENDIX-NOTATION

The following major symbols and definitions have been adopted for use in this work.

c = (2L/x – 1) = parameter used in table (1).

D(u) = $(e^{-u}/\sqrt{\pi u} - \text{erfc}\,\sqrt{u})$ = drain function of (u), tabulated by Ferris[4] (1950).

$D_I(u,c)$ = D(u) + $cD(c^2u)$ = drain function for image system, or image drain function, values of which are given in table (1).

$$\text{erfc}\ u = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_u^\infty e^{-x^2}\,dx$$ = complementary error function[3].

f (u) = m′/m = double-slope function[7].

f = constant given in equation (7).

L = effective distance from the channel to the barrier, (L).

m = slope at any point of the time-drawdown curve, (L/cycle).

m′ = slope at any point on the time-drawdown slope curve, (L/cycle).

q = constant discharge per unit length of well or channel, $(L^3/T/L)$.

S = storage coefficient or storativity.

s = drawdown of piezometric surface at any time and at any point in the aquifer, (L).

s_I = drawdown for the image system, at any time and at any time and at any point in the aquifer, (L).

T = transmissivity of the aquifer or coefficient of transmissibility, (L^2/T).

t = time since the initial condition of flow, (T).

u = relation $\frac{x^2S}{4Tt}$

x = horizontal distance from channel axis to any point (L).

For the determination of the hydraulic properties, using the double slope method, the time — drawdown curve has to be plotted on semi-logarithmic paper, with time (t) being on the logarithmic scale. Select few points on the curve and measure the slope (m) at each point. Plot the measured slope (m) versus (1/t) on semi logarithmic paper with 1/t on the logarithmic scale. Measure the slope (m') of few points at the same time (t). From equation (7) or (8) find the double-slope function f(u), from which the value of u can be determined. From equation (5) and known values of m and u, determine the transmissivity T. From the relation, $u = x^2S/4Tt$, determine the storativity S.

TABLE 1

Values of the Function D_I (u, L/x)

D_L (u,L/x) = D (u)+cD(c^2u) = The Image Drain Function $c = (\frac{2L}{x} - 1)$

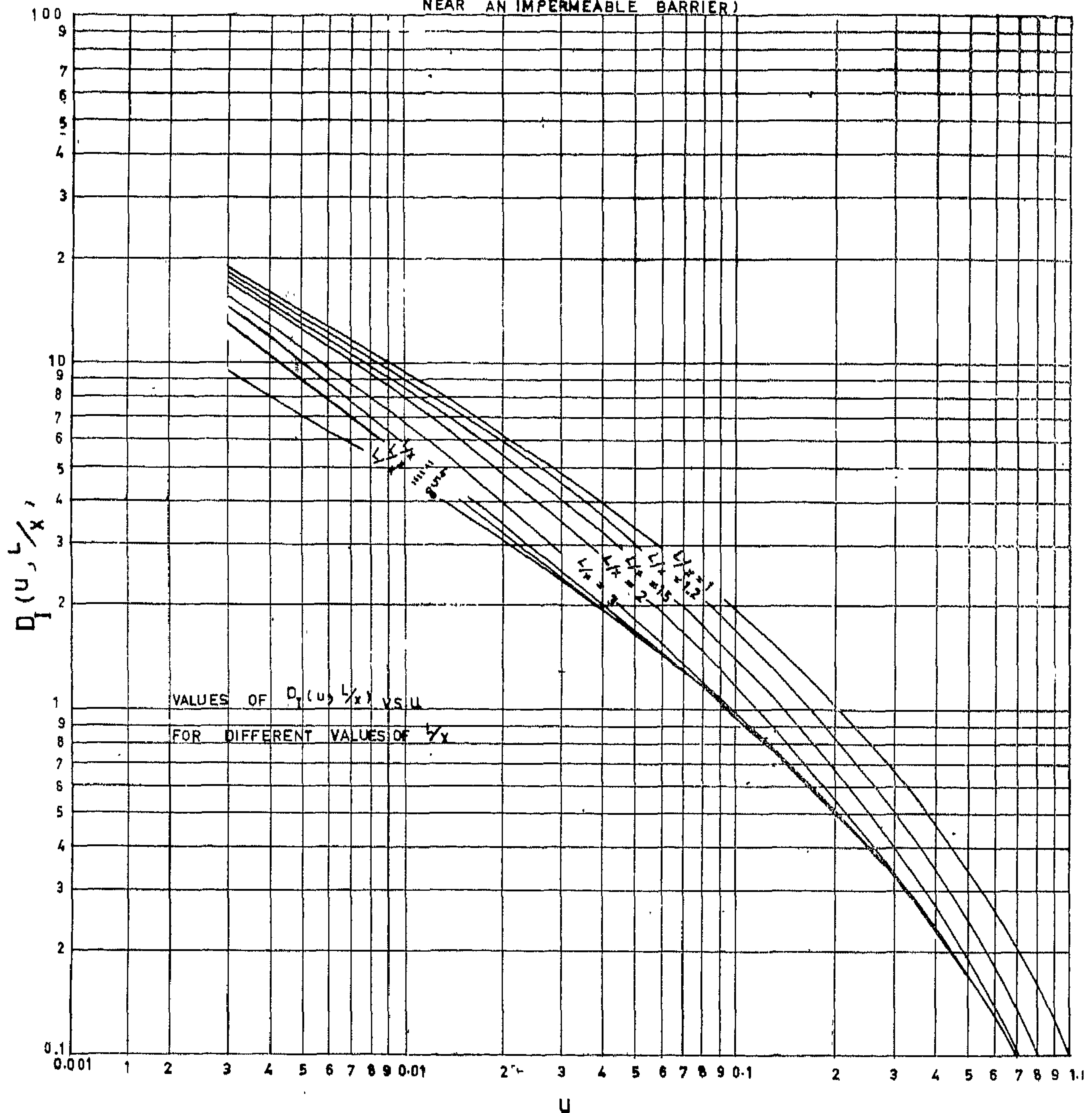
(Data used for analysis of a channel near an impermeable barrier and for plotting the type-curve Fig. (2)

u / L/x	1.0	1.2	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	oo *
0.0026	20.182	19.751	19.291	18.341	17.841	15.516	14.411	10.091
36	16.874	16.417	15.937	15.037	13.672	12.427	11.425	8.437
49	14.198	13.819	13.299	12.469	11.074	10.004	9.169	7.099
64	12.194	11.837	11.297	10.552	9.249	8.337	7.519	6.097
81	10.638	10.261	9.719	8.979	7.794	6.929	6.291	5.319
0.0100	9.396	9.038	8.564	7.839	6.698	5.888	5.373	4.698
130	8.026	7.625	7.213	6.503	5.488	4.811	4.400	4.013
160	7.062	6.667	6.231	5.601	4.666	4.088	3.779	3.531
200	6.138	5.771	5.369	4.749	3.899	3.433	3.213	3.069
250	5.314	4.981	4.537	3.998	3.237	2.878	2.730	2.657
0.0300	4.710	4.385	3.975	3.444	2.785	2.502	2.394	2.355
350	4.240	3.926	3.520	3.035	2.443	2.515	2.141	2.120
400	3.866	3.550	3.194	2.713	2.184	1.996	1.943	1.933
500	3.296	2.992	2.648	2.224	1.800	1.677	1.652	1.648
600	2.880	2.595	2.274	1.887	1.537	1.454	1.442	1.440
0.0700	2.560	2.288	1.983	1.628	1.345	1.287	1.281	1.280
900	2.094	1.852	1.567	1.271	1.076	1.049	1.047	1.047
.1100	1.769	1.543	1.284	1.036	0.898	0.886	0.885	0.885
.1300	1.528	1.306	1.074	0.869	0.770	0.764	0.764	0.764
.1600	1.261	1.057	0.890	0.695	0.633	0.630	0.630	0.630

FIG. 2 CURVES OF THE FUNCTIOIN

$D_I(u, L/x)$

(TYPE-CURVES USED FOR ANALYSIS OF A CHANNEL NEAR AN IMPERMEABLE BARRIER)



$D_I(u\ L/x) = [D(u) + c\,D(c^2 u)]$ = IMAGE DRAIN FUNCTION

$D(u) = (e^{-u}/\sqrt{\pi u} - \text{erfc}\sqrt{u})$ = DRAIN FUNCTION

$C = (2L/x - 1)$

Equation (2) can finally be put in the form :

$$s_I = \frac{qx}{2T} \left\{ D(u) + (2y-1)\, D(u(2y-1)^2) \right\}$$

$$= \frac{qx}{2T} \left\{ D(u) + cD(c^2u) \right\} \quad — (3)$$

$$\text{or } s_I = \frac{qx}{2T} \left\{ D_I\,(u, L/x) \right\} \quad \ldots\ldots (4)$$

Where $D_I(u,L/x)$, can be read, the Drain Function for Image system, or simply, the Image Drain Function.

As L/x approaches ∞, equation (4) will reduce to the drain function, given in equation (1), i.e., if the barrier is too far from the channel, or, if the point of observation is very close to the channel, the barrier will have little or practically no effect on the flow-system.

Methods of Analysis

For the application of equation (4), for determining the formation constant from the field data of the pumping-test, two methods are outlined below;

Method 1 :— (Type-Curve Matching Method)

The type-curve matching method, Theis[8] (1940), can be applied to equation (4). As the Image Drain Function D_I (u, L/x), was not previously available in tabular form, sufficient tabulation[3], for practical purposes, is given in table (1), for values of L/x = 1,1.2,1.5,2,3,4 and 5. The function is also drawn on log-paper, Fig. (2) for the different values of L/x, and that for L/x = ∞.

For the determination of the formation constants, the appropriate type-curve, for the specific value of L/x, is to be plotted on log paper with the value of the function D_I versus $\frac{1}{u}$. The observational data s_I are plotted versus t on log paper of the same scale. The two curves are matched, the axes of the two sheets being kept parallel. A matching point anywhere on the two sheets is selected, and the values of s_I, t, $\frac{1}{u}$ and D_I (u, L/x) are recorded. From equation (4), determine the value of T, and from the relationship of $\mu^{2,6}$ determine the value of S.

Table (1) can also be used for forecasting the ground-water flow in such hydraulic system.

Method 2 : (Double-Slope Method)

If the above mentioned method can not be used, for any reason, for example, if only a small portion of the observational data are available, i.e., reasonable matching can not be applied, the double-slope method, Saad[7] (1964), can be used.

The double slope function can be derived as follows :—

a) Differentiating s_I in equation (3) with respect to log t, using Leipnitz rule :

$$\frac{ds}{d \log t} = \frac{qx}{2T} \cdot \frac{e^{-u}}{2\sqrt{\alpha\, u}} (1+e^{c^2}) = m$$

b) Differentiating m in equation (5) with respect to log t.

$$\frac{dm}{d \log t} = \frac{qx}{2T} \frac{e^{-u}}{2\sqrt{\alpha\, u}} \left\{ (u+\tfrac{1}{2})+e^{c^2}(c^2u+\tfrac{1}{2}) \right\} = m' \quad \ldots\ldots (6)$$

c) The double-slope function $f(u) = \frac{m'}{m}$

$$f(u) = \frac{(u+\frac{1}{2}) + e^{c^2}(c^2u+\frac{1}{2})}{1+e^{c^2}}$$

$$= \tfrac{1}{2} + \frac{u(1+c^2\, e^{c^2})}{1+e^{c^2}}$$

$$= \tfrac{1}{2} + u\, f \quad \ldots\ldots\ldots (7)$$

Where f = a constant value $= \frac{1 + c^2e^{c^2}}{1 + e^{c^{22}}}$

The value of f can be easily determined by simple slide-rule computations and with the use of the exponential table for the specific value of c = (2 L/x − 1).

d) The value of the constant f can be safely to c^2 since $c^2e^{c^2} > 1 < e^{c^2}$, therefore equation (7) can be reduced to $f(u) = 1/2 + c^2u$ .. .. (8)

The purpose of the present work is to find the drawdown distribution in an aquifer bounded at one side by an impervious rock; and to find methods of analysis for determining the hydraulic properties of the aquifer from the data of the pumping test, considering the real effect of both the channel and the boundary on ground water flow.

It is assumed that the irregularly steep sloping boundary can, for practical purposes, be replaced by a vertical boundary. The hydraulic cnodition imposed by the vertical boundary is that the flux is zero at that particular boundary.

THEORY

The solution previously given by Ferris[4] (1950), for describing the drawdown distribution near a channel penetrating an aquifer of an infinite areal extent, can be given by the following equation :

$$s = \frac{qx}{2T} \quad D(u_x) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

where $D(u_x)$ is the drain function $= \dfrac{e^{-u_x}}{\sqrt{\pi u_x}}$ $-$ erfc $\sqrt{u_x}$

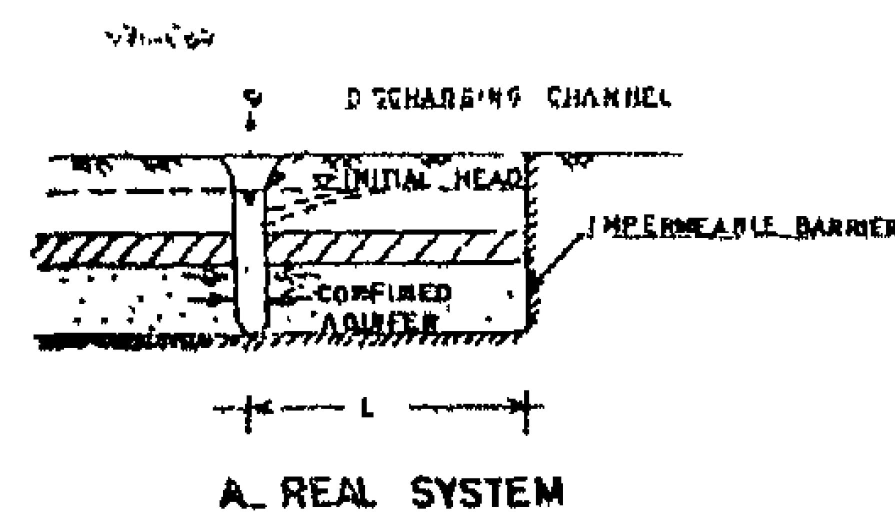
For the determination of the hydraulic properties, i.e. the transmissivity T and storativity S. Ferris[4] (1950), suggested the type-curve matching method, for which the function $D(u_x)$ has been tabulated[5].

If the channel is located at an effective distance "L" from an impermeable barrier, Fig. (1-A, B), the flow will tend to be opposed by the effect of that barrier.

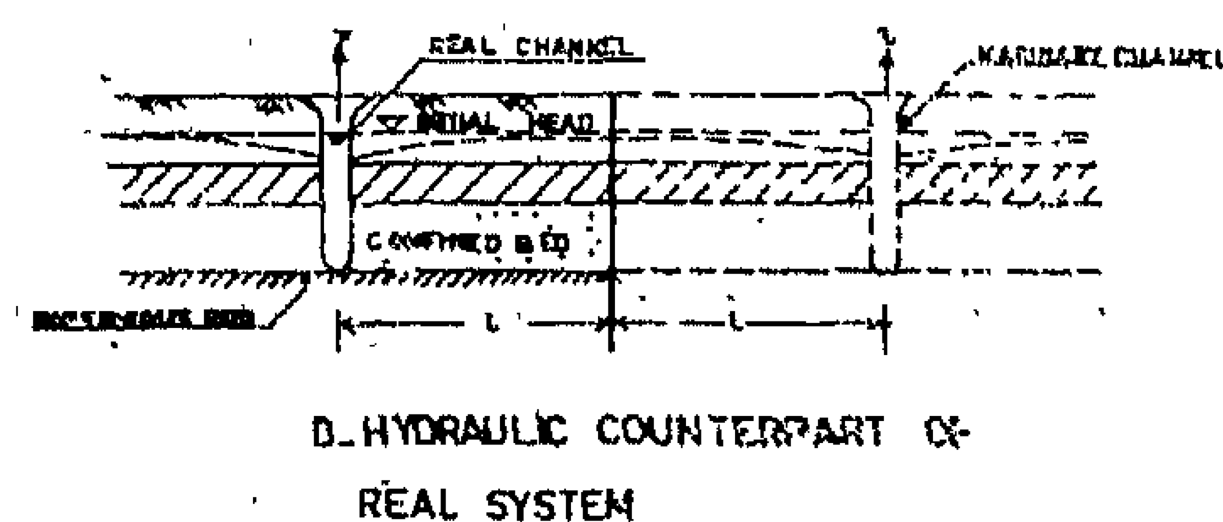
Using the theory of images[5], the total drawdown at any point (x) between the channel and the barrier, Fig. (1-c), can be put in the form :—

$$s_I = \frac{q}{2T} \left\{ x\,D(u) + (2L - x)\,D(u') \right\} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

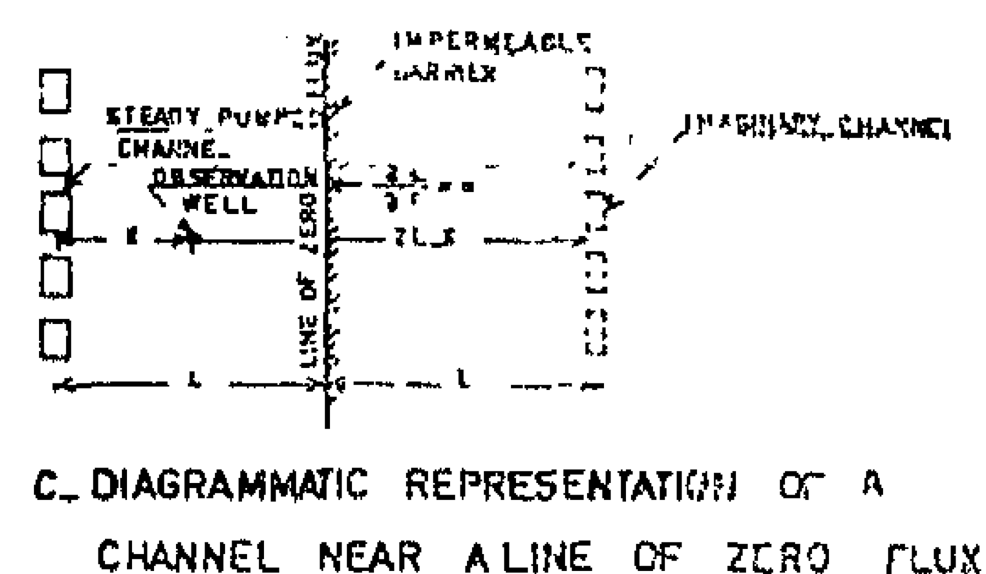
FIG. 1 IDEALIZED SECTIONS OF DISCHARGING CHANNEL IN A SEMI-INFINITE AQUIFER BOUNDED BY AN IMPERMEABLE FORMATION



A. REAL SYSTEM



B. HYDRAULIC COUNTERPART OF REAL SYSTEM



C. DIAGRAMMATIC REPRESENTATION OF A CHANNEL NEAR A LINE OF ZERO FLUX

Where s_I = the drawdown at any point between the channel and the barrier.

and $u = \dfrac{x^2 S}{4Tt}$ and $u' = \dfrac{(2L - x)^2 S}{4Tt}$

solving and substituting for u′

$$u' = \frac{(4L^2 - 4L\,x + x^2)S}{4Tt}$$

$$= u + u.\frac{4L^2}{x^2} - u.\frac{4L}{x}$$

$$= u\left(\frac{2L}{x} - 1\right)^2$$

putting $L/x = y \geqslant 1$

therefore $u' = u\,(2y - 1)^2$

putting $(2y - 1) = c$

therefore $u' = c^2 u$

NONSTEADY DRAWDOWN DISTRIBUTION AROUND A CHANNEL NEAR AN IMPERMEABLE BARRIER

By

KAMAL F. SAAD[1], A. SHUKRY[2] and A. BALIGH[3]

ABSTRACT

A new solution is obtained for the drawdown distribution near a channel, pumped at a constant rate, and located near an impermeable barrier. The channel is assumed to be fully penetrating a homogeneous confined aquifer of a semi-infinite areal extent. The procedure is based on the theory of images. Also, two methods are outlined for determining the transmissivity and storativity, through the analysis of the pumping test data. It is believed that this theory has wide application for the prediction of the piezometric surface and also for the determination of the hydraulic properties of an aquifer of such boundary conditions. Also, the channel can be represented by a line of springs or a line of equidistant wells that are fully tapping an aquifer bounded by an impermeable barrier at one side. The parameters of the numerical table chosen for constructing the type curves of the function, which can be called, the image drain function, are believed to be sufficient for practical purposes.

INTRODUCTION

The hydraulics of aquifers, bounded by an impervious barrier, are different from that for systems assumed to be homogeneous and infinite in areal extent. The drawdown distribution around a channel fully penetrating an aquifer of infinite area extent has been introduced by Ferris[4] (1950). This solution assumes basically an aquifer draining its water to a channel, which is pumped at a constant rate.

In the case of a channel bounded at one side by an impervious barrier, the drawdown distribution due to the constant pumping rate, will be consequently different, since the barrier will tend to oppose the ground water flow. This case occurs frequently in nature and can be represented by a channel or a drain either penetrating the sediments of a Wadi fill of which sides are usually composed of impervious rocks or that is opposed by a fault line. The channel can also be represented by a line of wells or springs.

The current practice for determining the hydraulic properties of the aquifer from the pumping — test data, in cases where the channel or the line of wells or springs is near to a boundary, was to make use of the early portion of the time-drawdown curve[5]. It has been considered that the aquifer is infinite and the theory developed by Ferris[4] (1950), can thus be applied. This is rather due to the fact that the drawdown during the early period of pumping may be due to the pumped channel alone. However, the early portion of the curve is usually unreliable. Moreover, the effect of the boundary should arrive simultaneously with the effect of the channel.

1) Desert Institute, Cairo, U.A.R.

2) Faculty of Engineering, Alexandria University.

3) Faculty of Engineering, Cairo Univrsity.

BIBLIOGRAPHY

(1) A.F.H. Ali : Heat Transfer from Flat Surface to a Moving Fluid, Ph.D. Thesis; University of London, June 1951.

(2) Fishenden, M., and Saunders, O.A. : The Calculation of Heat Transmission, H.M.S. O., London, 1932.

(3) Fishenden, M., and Saunders, O.A. : An Introduction to Heat Transfer, Oxford University Press, London, 1950.

(4) Jakob, M., and Dow, W.M. : Trans. A.S.M.E., Vol. 68, 1946; pp. 123-134.

(5) Jurges, W. : Beiheft zum Gesundheits, Inginieur, Reike 1, Beiheft 19, 1924.

(6) Latzko, H. : English translation in N.A.C.A., Tech. Memo. No. 1068, Washington, 1944.

(7) Slegel, L., and Hawkins, G.A. : Heat Transfer from a Vertical Plate to an Air Stream, (Discussion by Max. Jacob.). Engineering Bulletin, Purdue Univ., No. 97; 1946.



2) The effect of the inlet thermal effect on the distribution of the temperature of the hot surface (work done by the writer (1) causes an increase in the Nusselt number of about 2.5%.

Remark : In Jakob and Dow experiments, the outer surface of the cylinder was considered as a plane surface.

The present work shows that the writer obtained about 11% higher values (Fig. 16), for the forced convection heat transfer correlation based on the Nusselt number $(Nu)_{th,f}$ and the Reynolds number $(Re)_{th,m}$, as compared with the results obtained by Jurges.

The above disparity is due partly to the inlet thermal effect (work done by the writer (1, and partly to the difference in condition of air flow in experiments.

Fig. 17 shows the comparison between the forced convection heat transfer correlation based on Nusselt number $(Nu)_{th,f}$ and the Reynolds number $(Re)_{th,f}$, obtained by the writer and that of Slegel and Hawkins (7).

The result of comparison shows a close agreement for both correlations at a value of Reynolds number about 1.5×10^5. There is a deviation of about $\pm$ 7% based on the results of the writer for higher and lower Reynolds numbers (i.e. for the range of Reynolds number between 10^5 and 3.5×10^5).

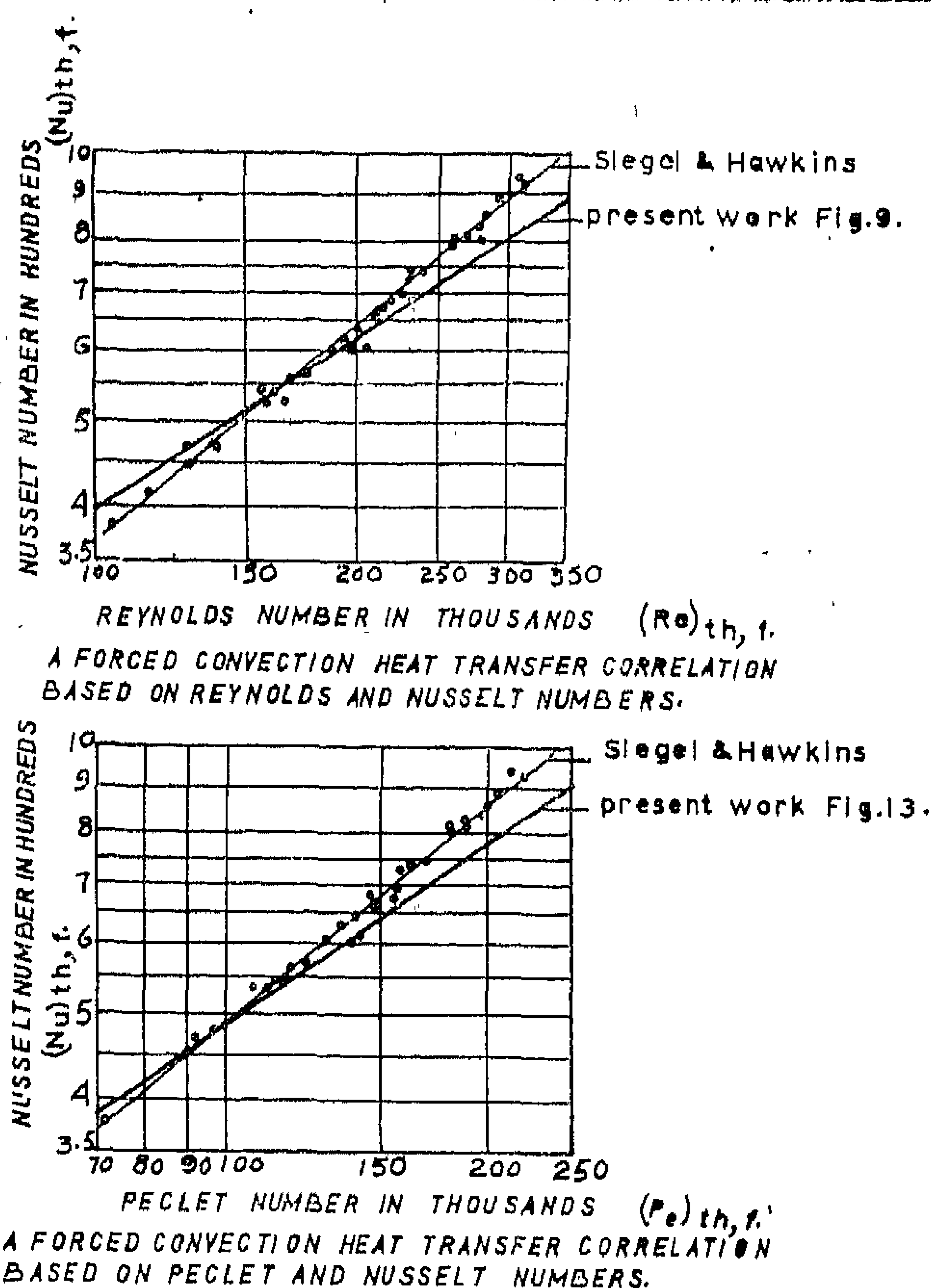


Fig 17. Comparison with the results obtained by Slegel and Hawkins.

CONSTANT C_1 and EXPONENT X_1 OF EQUATION FOR TURBULENT BOUNDARY LAYER

Vitz :—

$$(Nu)_{tot,f} = C_1 \ (Re)_{tot,m}^{X_1}$$

Author	*Kind of Work*	*Surface*	C_1	x_1
Latzko	Theoretical	plane	0.0254	0.80
Jurges	Experimental	plane	0.0452	0.775
Colburn	Correlation	plane	0.0320	0.80
Siebert	Theoretical	plane	0.0423	0.786
Jakob & Dow	Experimental	cylindrical (1.3" dia.)	0.0280	0.800
Slegel & Hawkins	Experimental	plane	0.0362	0.800
Present work	Experimental[a]	plane	0.0924	0.728

(a) — One of the equations (Eqn. 16) correlated by the writer (1), which could be compared with their assumptions.

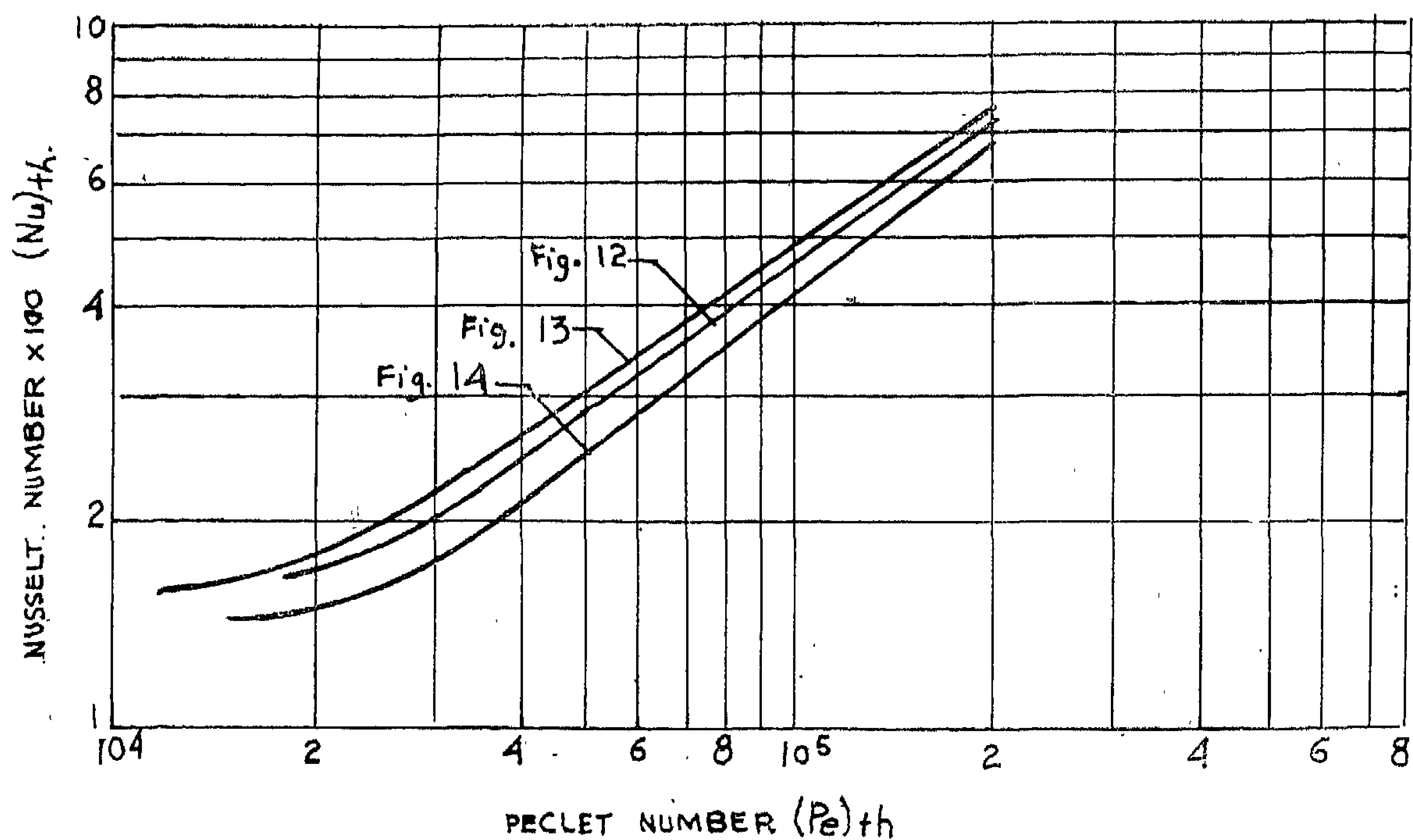


FIG. 15 COMPARISON OF THE EXPERIMENTAL CORRELATION FOR REYNOLDS AND NUSSELT NUMBERS CALCULATED AT DIFFERENT TEMPERATURE ASSUMPTIONS.

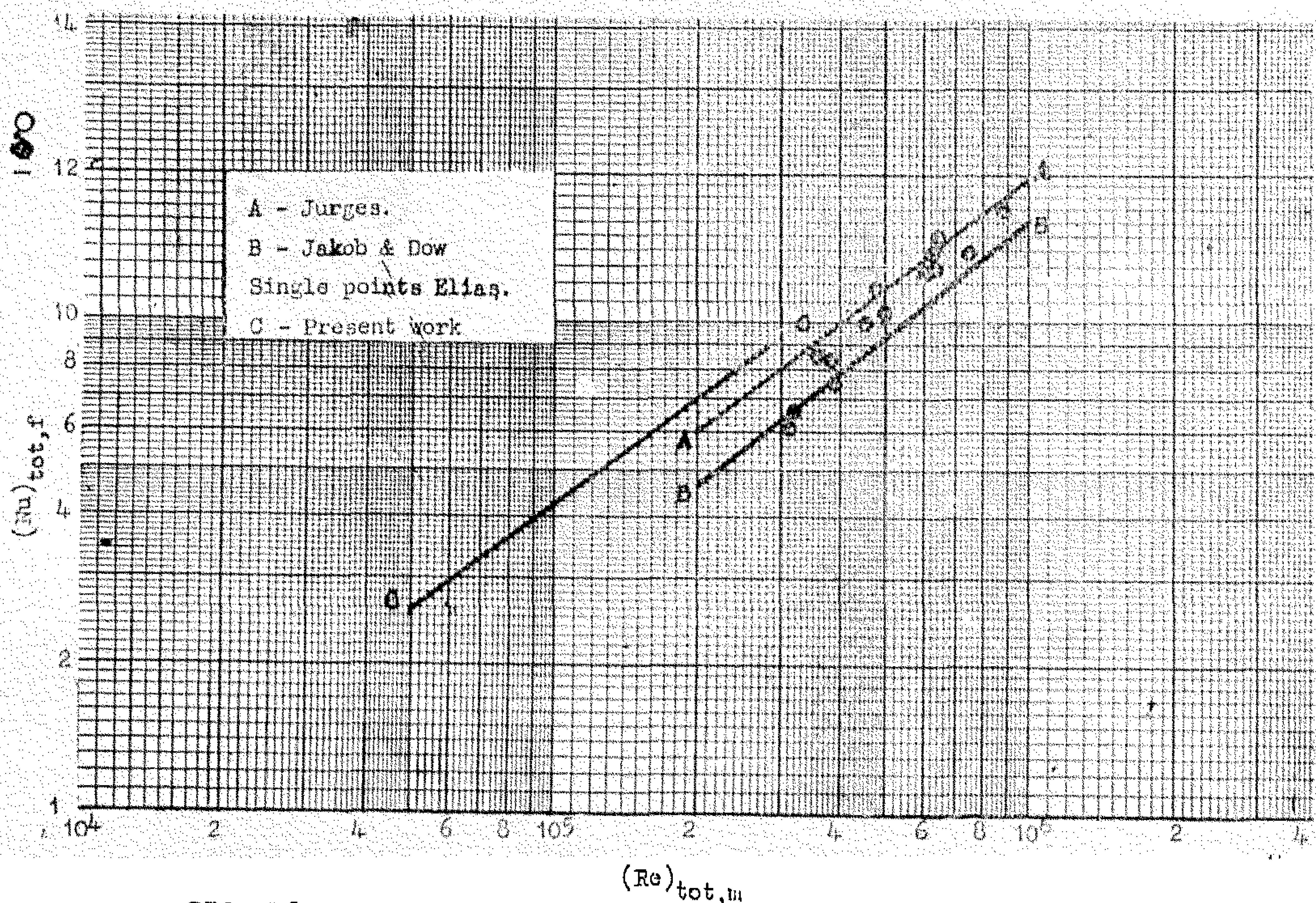


FIG. 16 Comparison with the results obtained by Jurges, Elias and Jakob & Dow.

experiments, L_{st} and L_{tot} were measured from the end of the honeycomb ;

then $L_{st} = 14.5/12$ ft.
$L_{th} = 10/12$ ft.
and $L_{tot} = 24.5/12$ ft.

Therefore Eqn. 10 can be put in the following form :

$$(Nu)_{tot,f} \times \frac{L_{th}}{L_{tot}} = 0.07244 \; (Re)_{tot,m}^{0.728} \times \left(\frac{L_{th}}{L_{tot}} \right)^{0.728}$$

$$(Nu)_{tot,f} = 0.0924 \; (Re)_{tot,m}^{0.728} \quad \ldots \ldots 16$$

Eqn. 16 in this work can be compared with the Equation of Jacobs and Dow (see Equation 15).

Jakob and Dow calculated the data of the experimental work obtained by Jurges and by Elias, using Equation 15, the result being plotted in Fig. 16.

Fig. 16 shows the forced convection heat transfer correlation, based on Nusselt number $(Nu)_{th,f}$ and the Reynolds number $(Re)_{th,m}$, obtained by the writer as compared with the previous work carried out by Elias, Jurges, and Jakob and Dow.

The results of the present work show approximately 29% higher values as compared with the results of Jakob and Dow (4).

The reasons for higher values obtained in these experiments, as compared with Jacob and Dow are as follows :—

1) In Jakob and Dow's experiments the hot surface plate was placed in free air, whilst in the present work the hot surface plate was placed flush with one on the tunnel walls, thus the flow in the present work was bounded by the tunnel walls, which produce a certain amount of turbulence, and the effect of turbulence increases the coefficient of convective heat transfer i.e. Nusselt number.

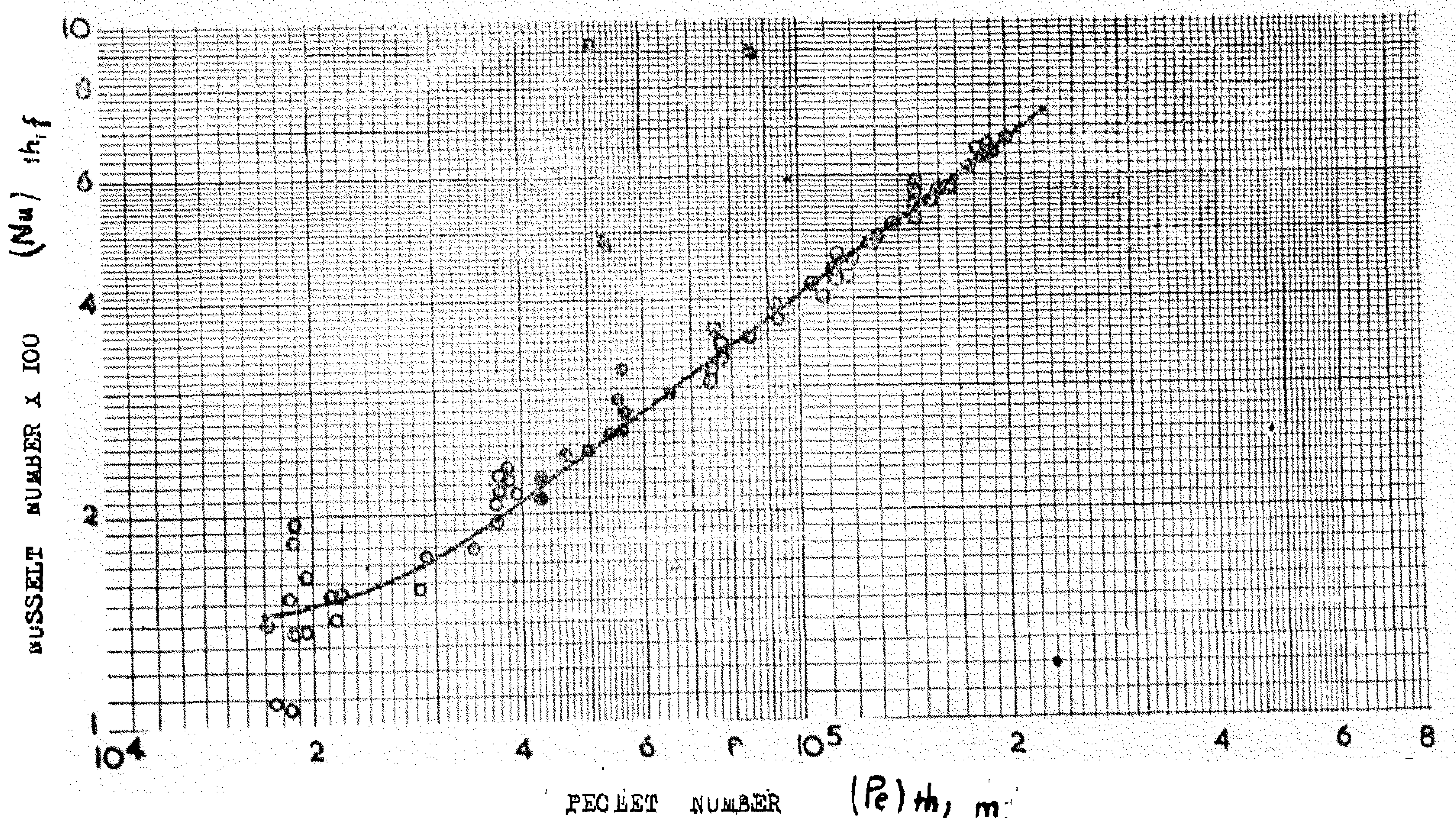


FIG. 14 A FORCED CONVECTION HEAT TRANSFER CORRELATION BASED ON PECLET NUMBER AND NUSSELT NUMBER.

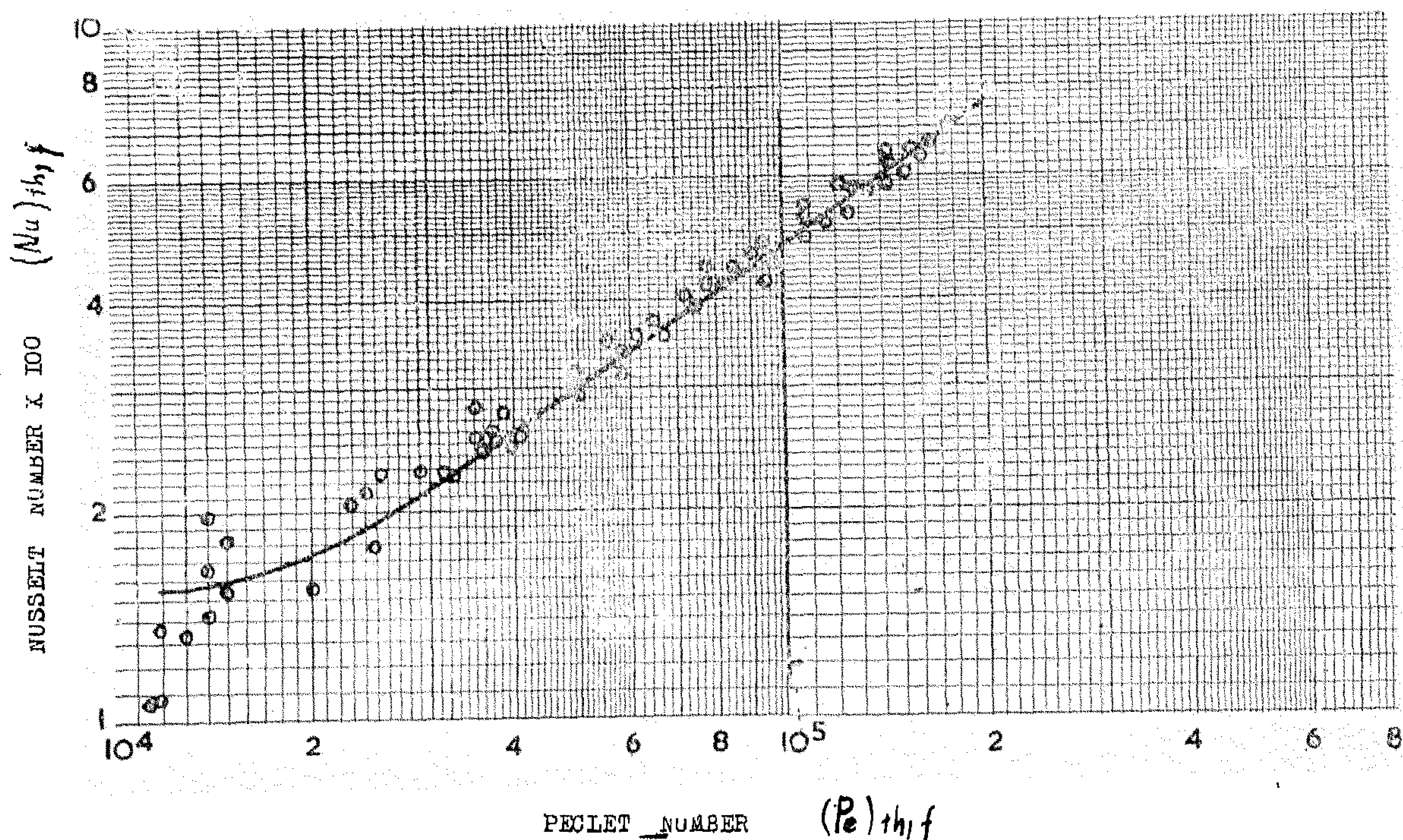


FIG. 13 A FORCED CONVECTION HEAT TRANSFER CORRELATION BASED ON PECLET NUMBER AND NUSSELT NUMBER.

on the same correlation but calculated at different temperature assumptions it was found that the curve of Fig. 13 gives about 5% higher results, and the curve of Fig. 14 gives about 12% lower results.

COMPARISON OF THE RESULTS OBTAINED BY THE WRITER WITH THOSE OBTAINED BY PREVIOUS INVESTIGATORS

Jakob and Dow's (4) expression for the correlation of the Nusselt and the Reynolds number was

$$(Nu)_{tot,f} = 0.028 \, (Re)_{tot,m}^{0.8} \left\{ 1 + 0.4 \left(\frac{L_{st}}{L_{tot}} \right)^{2.75} \right\} \quad \ldots\ldots 14$$

where L_{st} = starting length ... (ft)
L_{tot} = total length = $L_{st} + L_{th}$ ... (ft)

and, assuming that the the starting length equalled zero, the above equation became the following expression :—

$$(Nu)_{tot,f} = 0.028 \, (Re)_{tot,m}^{0.8} \quad \ldots\ldots\ldots 15$$

where the Nusselt number was calculated on the total length and film temperature, and the Reynolds number was calculated on the total length and on the bulk of the air stream temperature.

On the other hand, the writer has already correlated the following equation

$$(Nu)_{th,f} = 0.07244 \, (Re)_{th,m}^{0.728} \quad \ldots\ldots 10$$

where $(Nu)_{th,f} = h_m \times L_{th} / Kf$

and $(Re)_{th,m} = V_m \times L_{th} \times \rho_m / \mu_m$

To render this equation comparable to Eqn. 15 the writer proceeded as follows. In his

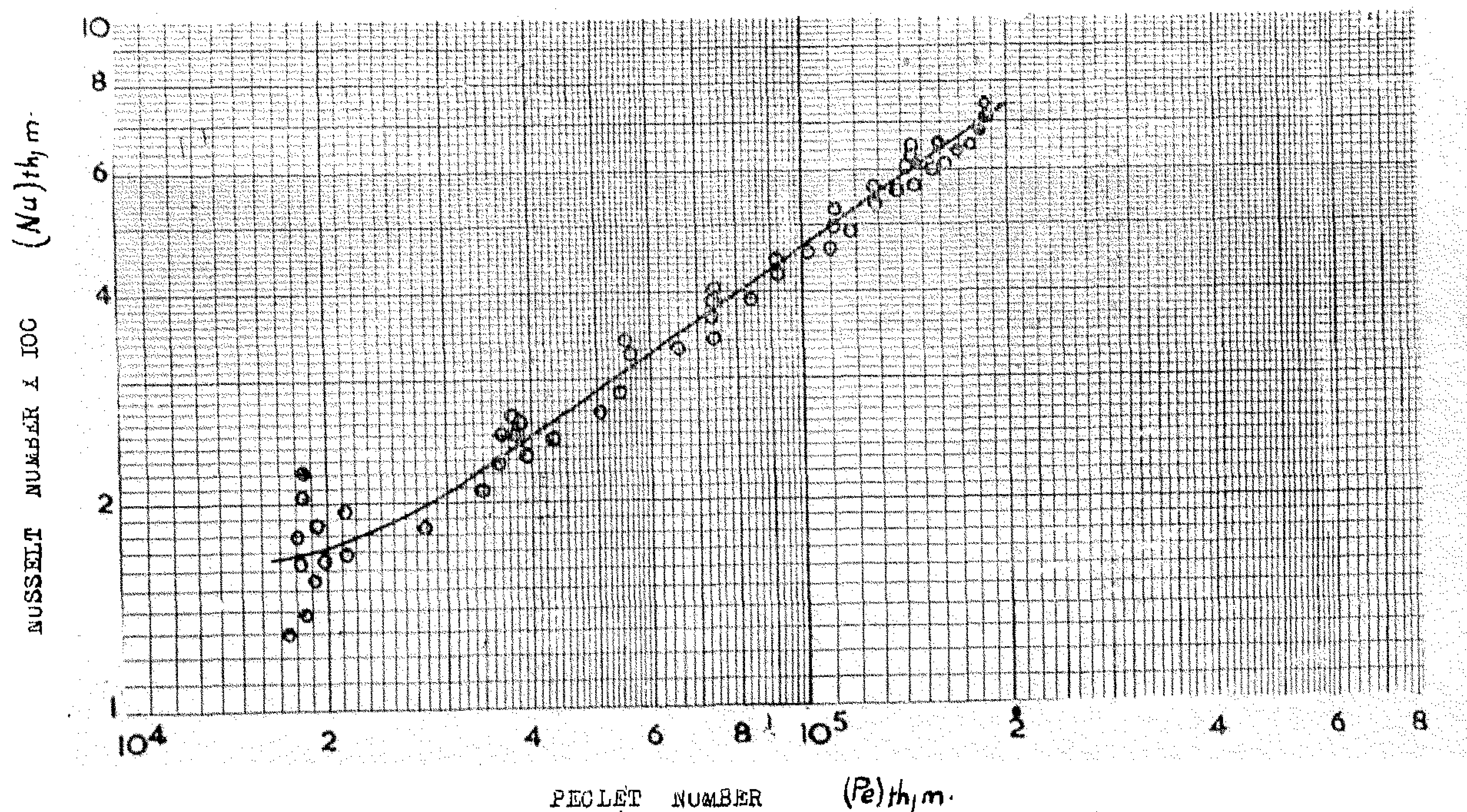


FIG. 12 A FORCED CONVECTION HEAT TRANSFER CORRELATION BASED ON PECLET NUMBER AND NUSSELT NUMBER.

Fig. 13 shows the forced convection heat transfer correlation based on Nusselt number $(Nu)_{th,f}$ and on the Peclet number $(Pe)_{th,f}$, calculated on the length of the hot surface (L_{th}) and the film temperature (t_f).

An equation representing the correlation (Fig. 13) for Nusselt, and for Peclet numbers (for the range of Peclet number between 3.5×10^4 and 2×10^5) is as follows :

$$(N\mu)_{th,f} = 0.2512 \ (Pe)_{th,f}^{0.658} \qquad \ldots \ldots \ldots 12$$

Fig. 14 shows the forced convection heat transfer correlation based on the Nusselt number $(Nu)_{th,f}$ and the Peclet number $(Pe)_{th,m}$, calculated on the length of the hot surface (L_{th}).

An equation representing the correlation (Fig. 14) for Nusselt and for Peclet numbers (for the range of Peclet number between 3.5×10^4 and 2×10^5) is as follows :—

$$(Nu)_{th,f} = 0.09226 \ (Pe)_{th,m}^{0.730} \qquad \ldots \ldots \ldots 13$$

Fig. 15 is a combination of Figs. 12, 13 and 14 to compare the correlation for Nusselt numbers and Peclet numbers calculated at different temperature assumptions.

As a result of this comparison, the following can be deduced :

(a) Curves 12, 13 and 14 show a linear relation between the Nusselt number and the Peclet number, for the value of the latter greater than 3.5×10^4.

It follows that, for the values of Peclet number lower than 3.5×10^4, higher values of Nu may be due to the effect of free convection, since the Grashof number for average experimental condition was around 3.6×10^8.

(b) Assuming that Nusselt and Peclet numbers are calculated on the hot surface length (L_{th}) and on the mean temperature of the bulk of the air stream (t_m), and that their correlation, Fig. 12, is the basis for comparison for the other two curves in Figs. 13 and 14, based

Fig. 11 is a combination of Figs. 8, 9 and 10, to compare the correlation for Nusselt numbers and Reynolds numbers calculated at different temperature assumptions.

As a result of this comparison, the following can be deduced.

(a) Curves in Figs. 8, 9 and 10 show a linear relation between the Nusselt number and the Reynolds number, for values of the latter number greater than 5×10^4.

For Reynolds number having values lower than 5×10^4, the linear relation for (Nu) and (Re) was not valid, and (Nu) increased with the decrease of (Re). The explanation is that the turbulent boundary layer in these experiments begins at Re equal to about 5×10^4.

It follows that, for the values of Reynolds number lower than 5×10^4 higher values of Nu may be due to the effect of free convection, since the Grashof number for average experimental conditions was around 3.6×10^8.

(b) Assuming that Nusselt and Reynolds numbers are calculated on the hot surface length (L_{th}) and on the mean temperature of the bulk of the air stream (t_m), and that their correlation (Fig. 8) is the basis for comparison for the other two curves (Figs. 9 and 10) based on the same correlation but calculated at different temperature assumptions, it was found that the curve of Fig. 9 gives about 5% higher results, and the curve of Fig. 10 gives about 12% lower results.

ii) *Forced Convection Correlation Based on Nusselt and Peclet Numbers .*

Fig. 12 shows the forced convection heat transfer correlation based on Nusselt number $(Nu)_{th,m}$ and Peclet number $(Pe)_{th,m}$ calculated on the hot surface length (L_{th}) and the mean temperature of the bulk of the air stream (t_m).

An equation representing the correlation (Fig. 12) for Nusselt and for Peclet numbers (for the range of Peclet number between 3.5×10^4 and 2×10^5) is as follows :

$$(Nu_{th,m} = 0.1778\ (Pe)_{th,m}^{0,684} \qquad \ldots\ldots\ 11$$

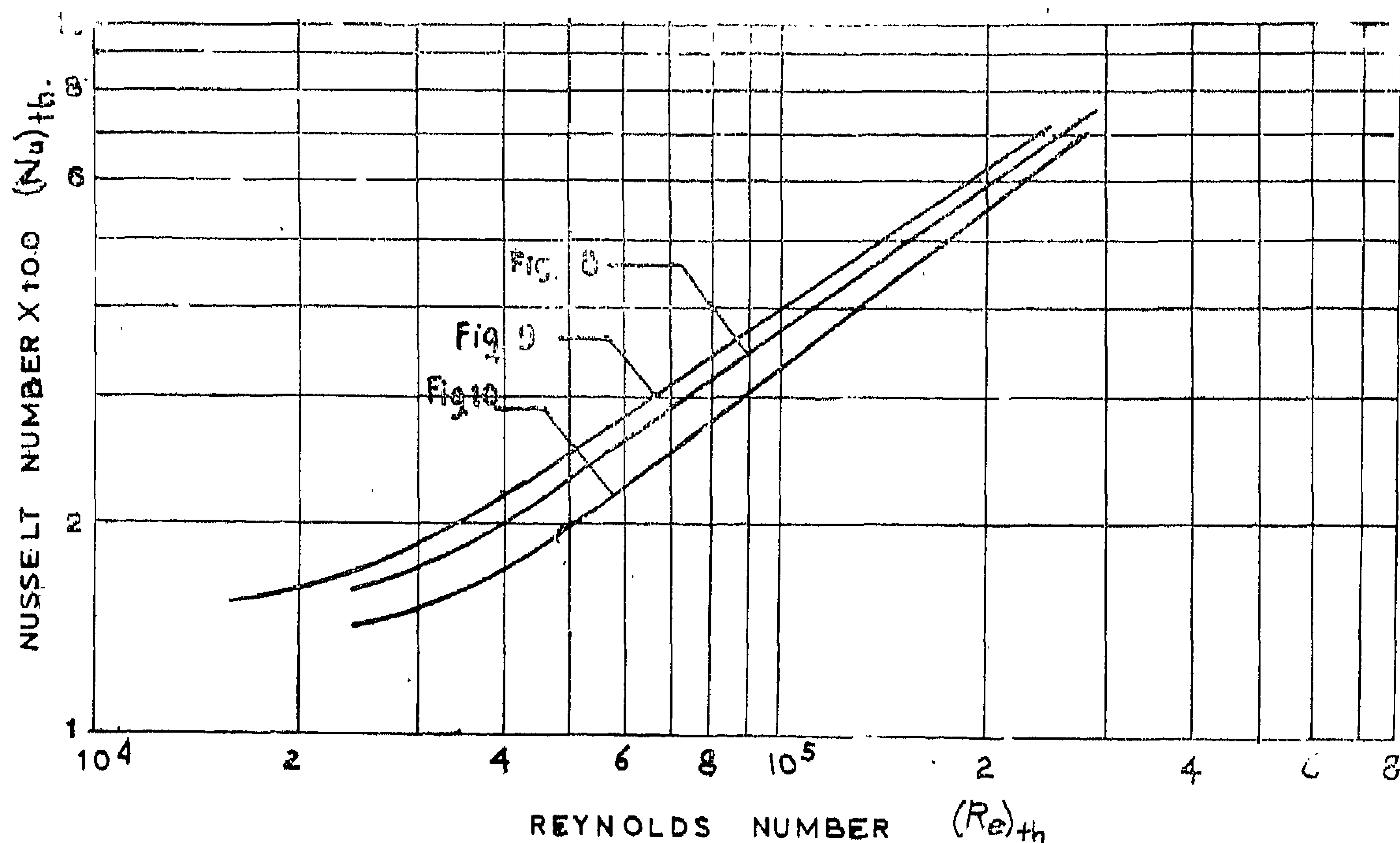


FIG. 11 COMPARISON OF THE EXPERIMENTAL CORRELATION FOR REYNOLDS AND NUSSELT NUMBERS CALCULATED AT DIFFERENT TEMPERATURE ASSUMPTIONS.

The data resulting from the tests were correlated in many ways by using dimensionless groups based on different temperature assumptions, as shown in Figs. 8 to 15 inc. Equations also were derived for each correlation.

i) *Forced Convection Correlation Based on Nusselt and Reynold's Numbers.*

Fig. 8 shows the forced convection heat transfer correlation based on Nusselt number $(Nu)_{th,m}$ and Reynolds number $(Re)_{th,m}$, calculated on the hot surface length (L_{th}) and mean temperature of the bulk of the air stream (t_m).

An equation representing the correlation (Fig. 8) Nusselt and for Reynold's numbers (for the range of Reynolds number between 5×10^4 and 2.9×10^5) is as follows :

$$(Nu)_{th,m} = 0.1413 \; (Re)_{th.m.}^{0.684} \qquad \ldots \ldots \; 8$$

Fig. 9 shows the forced convection heat transfer correlation based on Nusselt number $(Nu)_{th,f}$ and on the Reynolds number $(Re)_{th,f}$, calculated on the length of the hot surface (L_{th}) and the film temperature (t_f).

An Equation representing the correlation (Fig. 9) for Nusselt, and for Reynolds numbers (for range of Reynolds number between 5×10^4 and 2.5×10^5) is as follows :

$$(N\mu)_{th,f} = 0.2042 \; (Re)_{th.f.}^{0.657} \qquad \ldots \ldots \; 9$$

Fig. 10 shows the forced convection heat transfer correlation based on Nusselt number $(Nu)_{th,f}$ and on Reynolds number $(Re)_{th,m}$, calculated on the length of the hot surface (L_{th}).

An Equation representing the correlation (Fig. 10) for Reynolds and for Nusselt numbers (for the range of Reynolds number between 5×10^4 and 2.9×10^5) is as follows :

$$(N\mu)_{th,f} = 0.07244 \; (Re)_{th.m.}^{0.728} \qquad \ldots \ldots \; 10$$

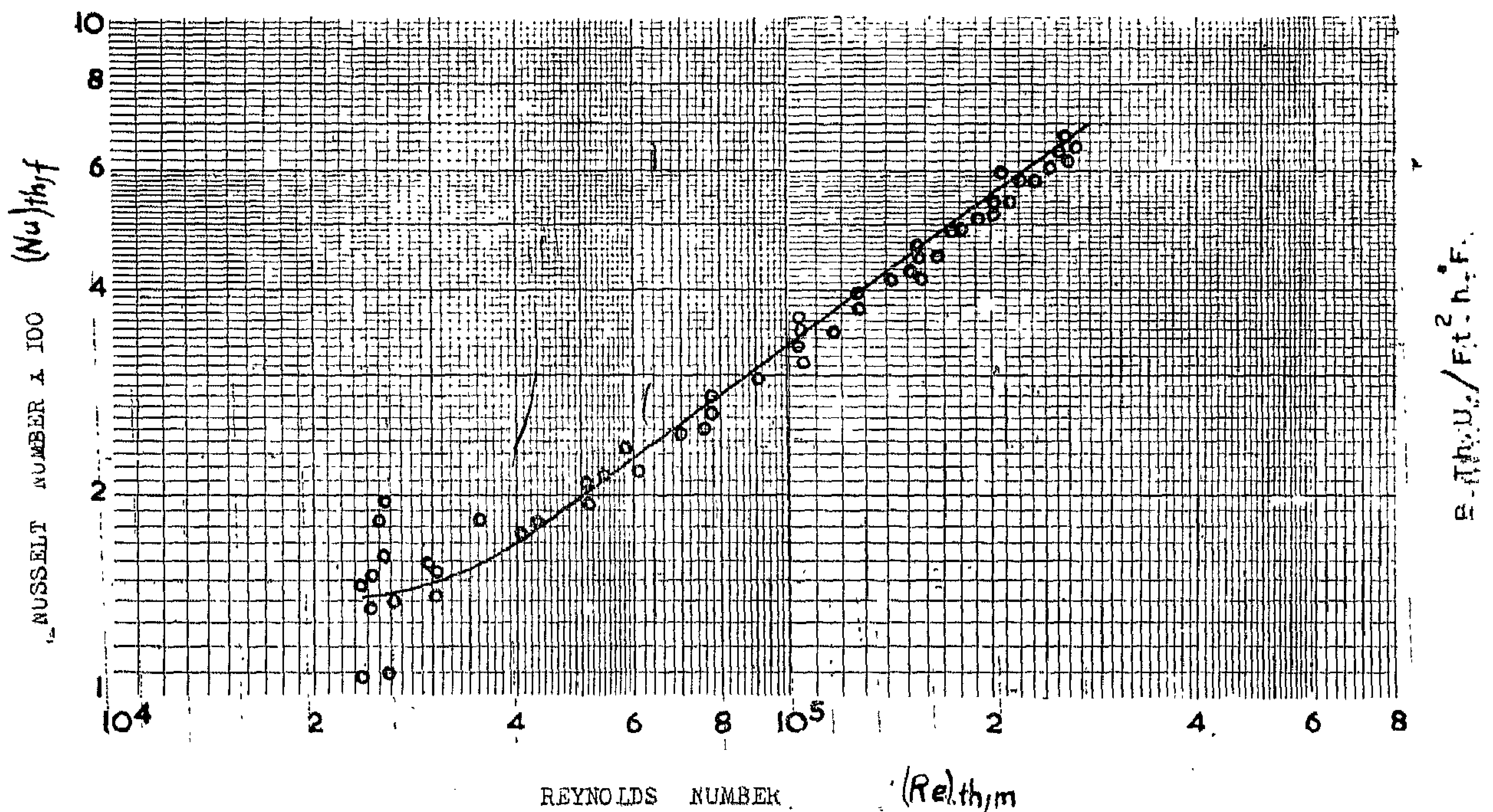


FIG. 10 A FORCED CONVECTION HEAT TRANSFER CORRELATION BASED ON REYNOLDS NUMBER AND NUSSELT NUMBERS.

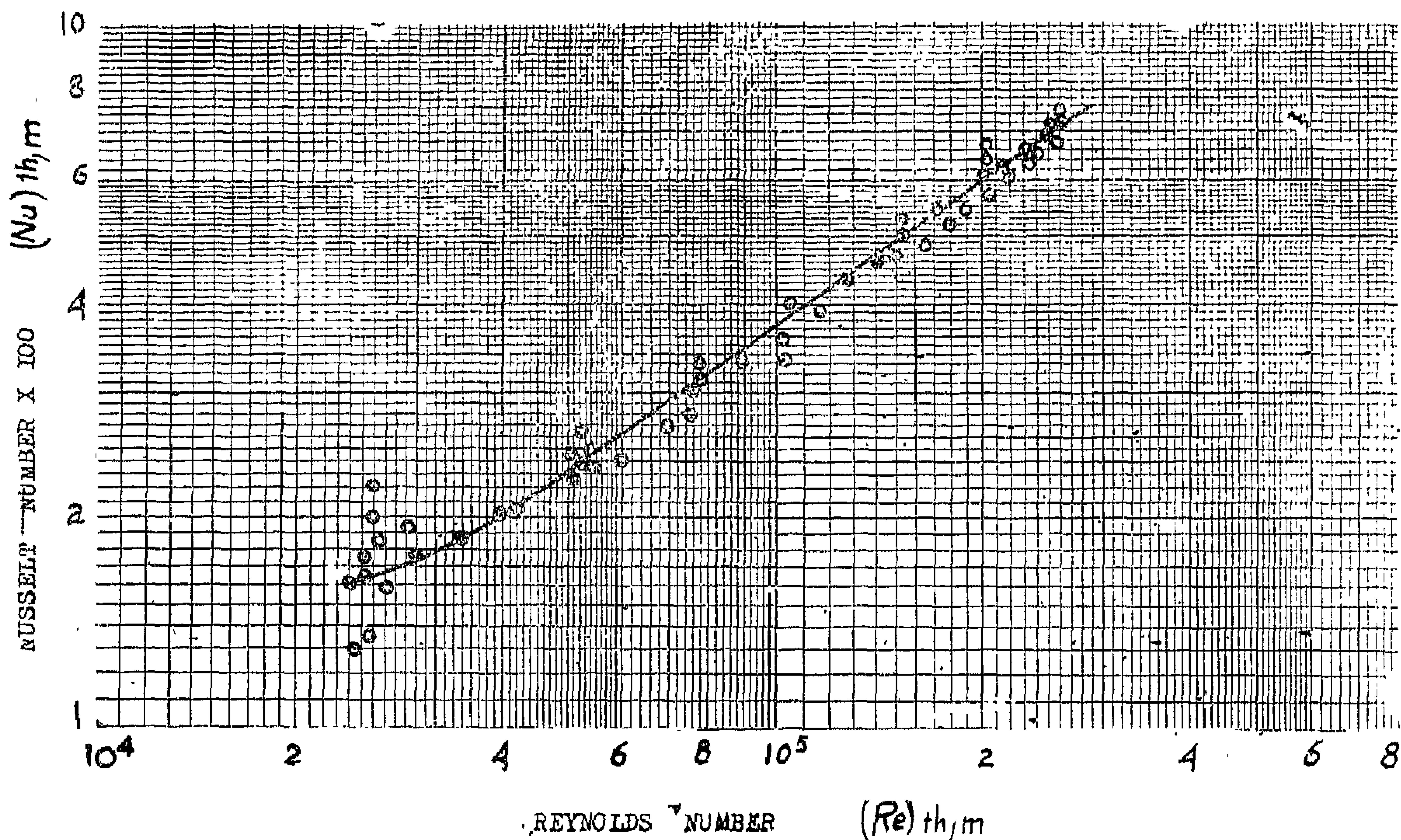


FIG. A FORCED CONVECTION HEAT TRANSFER CORRELATION BASED ON REYNOLDS NUMBER AND NUSSELT NUMBERS.

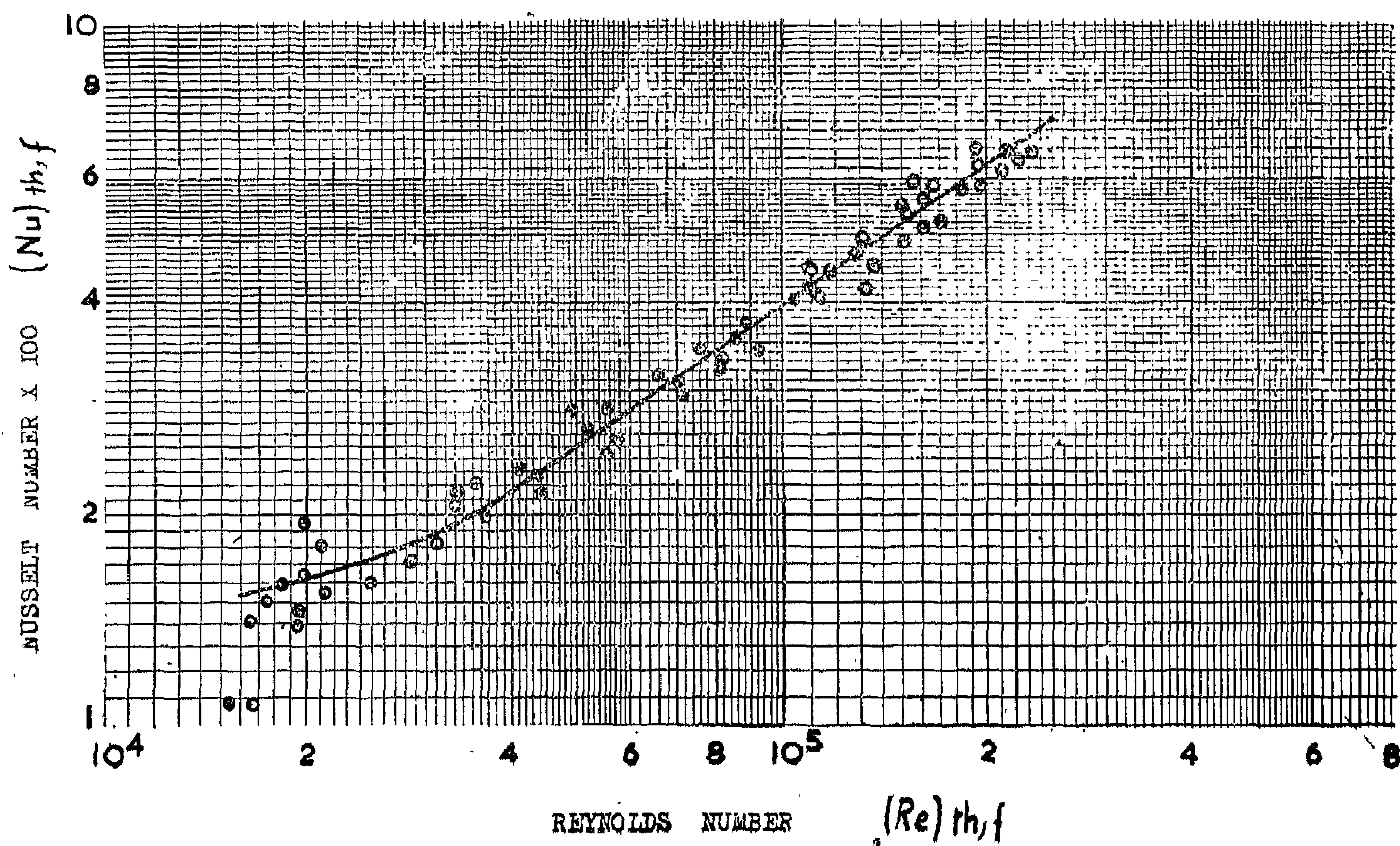


FIG. 9 A FORCED CONVECTION HEAT TRANSFER CORRELATION BASED ON REYNOLDS NUMBER AND NUSSELT NUMBERS.

Saunders (3) considered the general problem of convection, including both forced and natural, and assumed that the heat transfer H per unit time depend on the quantities set out in the table below, which also gives their dimensions in particular variables and fundamental units (Table 1).

Assuming H to be proportional to

$$V^{x_1} . l^{x_2} . \Theta^{x_3} . \mu^{x_4} K^{x_5} . \rho^{x_6} . C^{x_7} . (ag)^{x_8} \quad \dots 4$$

where x_1 to x_8 are unknown indices, and equating dimensions in terms of fundamental units of length, mass, time, temperature and heat respectively gives

in length : $x_1 + x_2 - x_4 - x_5 - 3x_6 + x_8 = -$

in mass : $x_4 + x_6 - x_7 = 0$

in time : $- x_1 - x_4 - x_5 - 2x_8 = -1$

in temperature : $x_3 - x_5 - x_7 - x_8 = 0$

in heat : $x_5 - x_7 = 1$

Solving in terms of x_1, x_7 and x_8, (these particular three being chosen as to obtain groups each containing one only of the variables V, C and ag), using each equation in turn, startin from the last, gives :

$$x_5 = 1 - x_7$$
$$x_3 = 1 + x_8$$
$$x_4 = -x_1 + x_7 - 2x_8$$
$$x_6 = x_1 + 2x_8$$
$$x_2 = -1 + x_1 + 3x_8$$

Hence H is proportional to

$$\frac{K\Theta}{l} \left(\frac{V\rho l}{\mu}\right)^{x_1} \left(\frac{Cu}{K}\right)^{x_7} \left(\frac{ag\ \Theta\ l^3 \rho^2}{\mu^2}\right)^{x_8} \quad \dots 5$$

since x_1, x_7 and x_8 are unknown, all that can be deduced is that $Hl/K\Theta$ depends upon $V\rho l/\mu$, $C\mu/K$, and $ag\Theta l^3\rho^2/\mu^2$. In any problem of convention, therefore, the heat transfer H is given by a relation between the dependent variable dimensionless group $hl/K\Theta$ known as the Nusselt number, Nu, and the three independent variable dimensionless groups : $V\rho l/\mu$ the Reynolds number, Re; $C\mu/K$ the Prandtl number, Pr; and $ag\Theta l^3\rho^2/\mu^2$ the Grashof number, Gr. The mathematical form of the relation and the numerical constants depend on the shapes of the surfaces bounding the convecting fluid, and cannot be found by dimensional analysis, but must be obtained either experimentally or by complete mathematical analysis of the velocity, temperature, *etc.*, of the fluid, which is rarely possible.

With true forced convection, the effects of buoyancy being negligible, the variable ag may be ignored, since gravity no longer affects the problem. Putting $x_8 = 0$ in the general analysis, the Grashof number is eliminated, thus Nu depends upon Re and Pr only, and Eq. 5 becomes

$$H \propto \frac{K\Theta}{l} \left(\frac{V\rho l}{\mu}\right)^{x_1} \quad \dots\dots\dots 6$$

In cases where air is used as in these experiments, Cu/K = constant = 0.720

$$\text{Hence} \quad \frac{hl}{K} = C_1 \left(\frac{V\rho l}{\mu}\right)^{x_1}$$

$$\text{therefore (Nu)} = C_1\ (\text{Re})^{x_1} \quad \dots\dots\dots 7$$

This paper includes the writer's study of the efects of assumed temperatures on the dimensional analysis groups, and their effect on the correlation constants C_1 and x_1 in Eqn. 7. Such study also enabled the writer to compare his results with that of other investigators.

Jacob and Dow (4) and Jurges (5), in their dimensional analysis correlation for the Nusselt number, based their calculation on the film temperature, whereas the Reynolds number calculation was based on the bulk air temperature (t_m).

On other hand, Slegel and Hawkins (7) in their dimensional analysis correlation for the Nusselt and Reynolds numbers, both based on the film temperature (t_f).

The following theoretical expression was given by Latzko (6) :

$$\frac{h}{CU} = 0.0356 \left(\frac{\nu}{LU}\right)^{1/5} \quad \ldots\ldots \quad 3$$

Where h = mean convective heat transfer coefficient.

C = specific heat at constant pressure.

ν = kinematic viscosity.

L = length in direction of flow.

U = velocity at the end of the boundary layer.

Assuming in the present work that the writer had used a hot plate surface having a length of 20 inches (as in Jurges's experiments) instead of the length 10 inches, then

let h_1 = coefficient of convective heat transfer for a hot surface having a length 10/12 ft.

and h_2 = coefficient of convective heat transfer for a hot surface having a length 20/12 ft.

Using Equation 3, substitute for a constant value of U, ν, and C and assuming L is counted from the end of the honeycomb, therefore

$$\frac{h_1}{h_2} = \left[\frac{\frac{14.5 + 20}{12}}{\frac{14.5 + 10}{12}}\right]$$

$$= 1.068$$

Hence, as a result of Latzko's theoretical expression, from the point of view of the length of the hot surface, the value of the convective heat transfer coefficient for the present work (10 in. plate length) was expected to give approx. 7% higher values than those obtained by Jurges (20 in. plate length).

2) DIMENSIONAL ANALYSIS

Calculations of heat transfer by convection are complicated by the large number of different variables involved. Fortunately, in most applications, these variables can be grouped together into relatively few "Dimensionless groups" or "dimensionless numbers", thus appreciably reducing the number of effective variables to be dealt with experimentally.

TABLE 1. — Fundamental Units

Quantity	Symbol	Dimensions in terms of: length l	Mass m	Time	Temp. t	heat Q
Forced velocity of fluid	V	1	0	−1	0	0
Linear scar or size	l	1	0	0	0	0
Temp. difference bet. surface and fluid	Θ	0	0	0	1	0
Thermal conductivity of fluid	K	−1	0	−1	−1	1
Density of fluid	ρ	−3	1	0	0	0
Viscosity of fluid	μ	−1	1	−1	0	0
Specific heat of fluid at constant pressure	C	0	−1	0	−1	1
Coef. of thermal expansion acceleration due to gravity	ag	1	0	−2	−1	0

(Saunders page 69)

transfer coefficient is therefore shown plotted aganist the stream velocity and the data obtained by the writer was positioned on this figure for general preliminary comparison.

The values of the average convection heat transfer coefficients for flow of air over a plate surface obtained by Slegel and Hawkins (7), were also plotted in Fig. 7, which showed a close agreement with the solid line obtained by the writer. This result was to be expected and such comparison was justified, because the shape and dimensions of the tunnel working section, the arrangement of the hot surface flush with one of the tunnel walls, and the ranges of temperature and velocity were similar in both experiments.

Moreover, the length of the hot surface (10 in.) was the same in both cases.

Fig. 7 shows the comparison of the curve AA, for h_m versus V_m, obtained by the writer, with the curve BB for the same relation obtained by Jurges.

This comparison was carried out because Jurges's investigation and the present work were similar in general arrangement of the apparatus, especially as regards the position of the hot surface which in both cases was flush with the tunnel working section.

As a result of that comparison, values of convective heat transfer coefficient obtained by the writer were found higher than those obtained by Jurges by an average value of 21%.

One of the reasons for those higher values obtained by the writer will be discussed in the light of Latzko's (6) theoretical equation, from the point of view of the length of the hot plate surface. A further discussion from the point of view of the dimension of the tunnel will be discussed later.

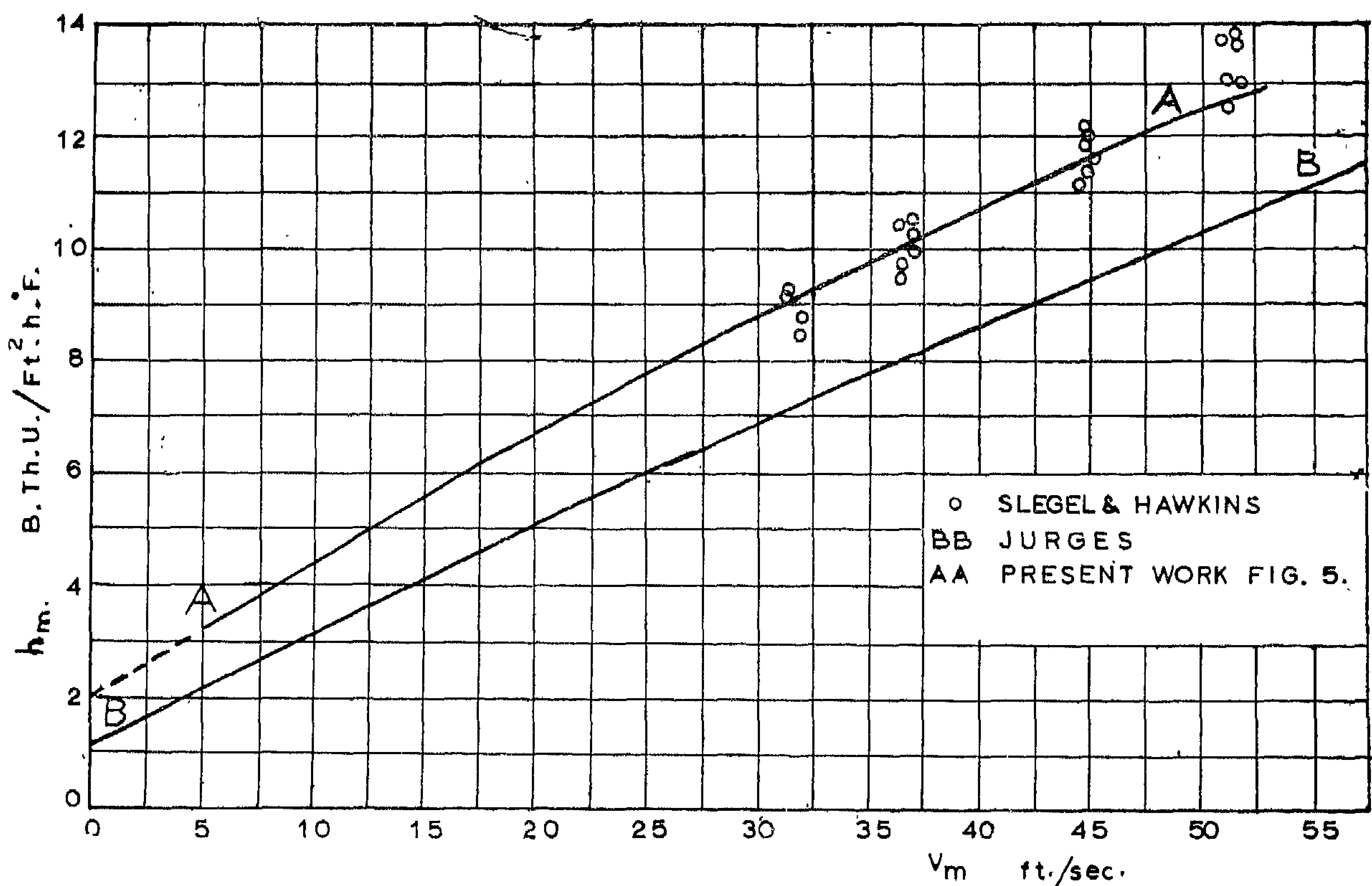


FIG. 7 Comparison of forced convection H.T. based on h_m and V_m with the results obtained by Jurges and those obtained by Slegel & Hawkins.

The solid line in Fig. 5 was represented by the following expressions :

a) for mean bulk of air stream velocity < 16 ft/sec.

$h_m = 2 + 0.231 V_m$ 1

and

b) for mean bulk of air stream velocity > 16 ft/sec.

$h_m = 0.945 (V_m)^{0.682}$ 2

The writer suggests that Equations 1 & 2 can be used for flat surfaces.

Comparison of the Average Convection Heat Coefficient with Those in Previous Work Carried Out by Other Investigators.

Fig. 6 (Saunders (2) shows the results obtained by a number of experimenters who have measured the heat transferred to a stream of air moving over a hot place surface. Experiments do not appear to have been carried out, however, on the lines of systematic information available, as to the effect of size upon the heat transfer per unit area. It was not feasible to correlate the limited data available in this case by similarity method; the heat

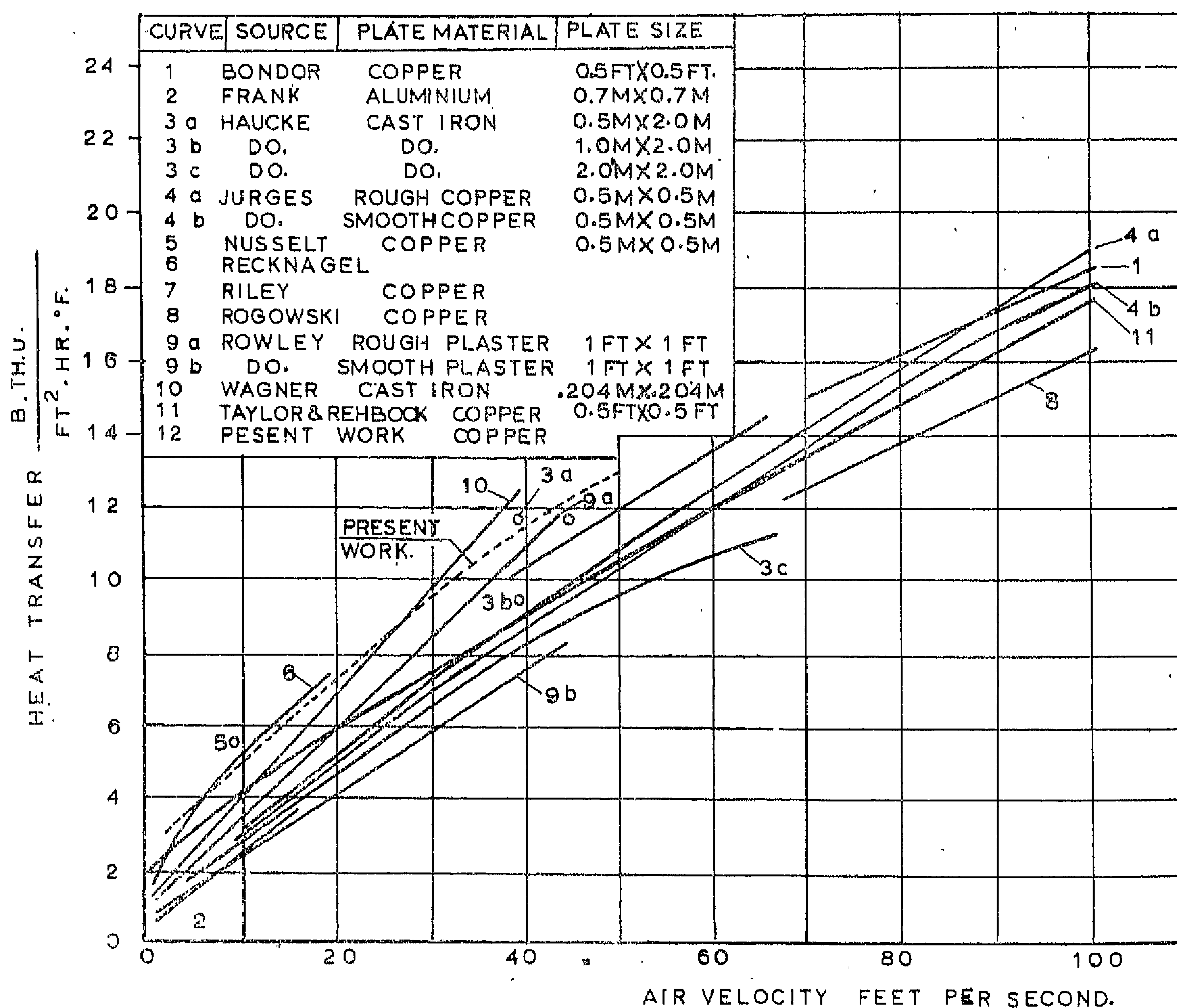


FIG. 6. HEAT TRANSFER BY FORCED CONVECTION BETWEEN A PLATE SURFACE AND A STREAM OF AIR.

Fig. 4 a photograph of measuring instruments used in experiments.

1) AVERAGE CONVECTIVE HEAT TRANSFER

Fig. 5 shows the forced convection heattransfer correlation, based on average convective heat transfer coefficient (hm) B.Th.U/ft².hr.°F. and on the mean of the bulk of the air stream velocity (V_m) ft/sec. A linearrelation can be seen for velocities up to 16 ft./sec.

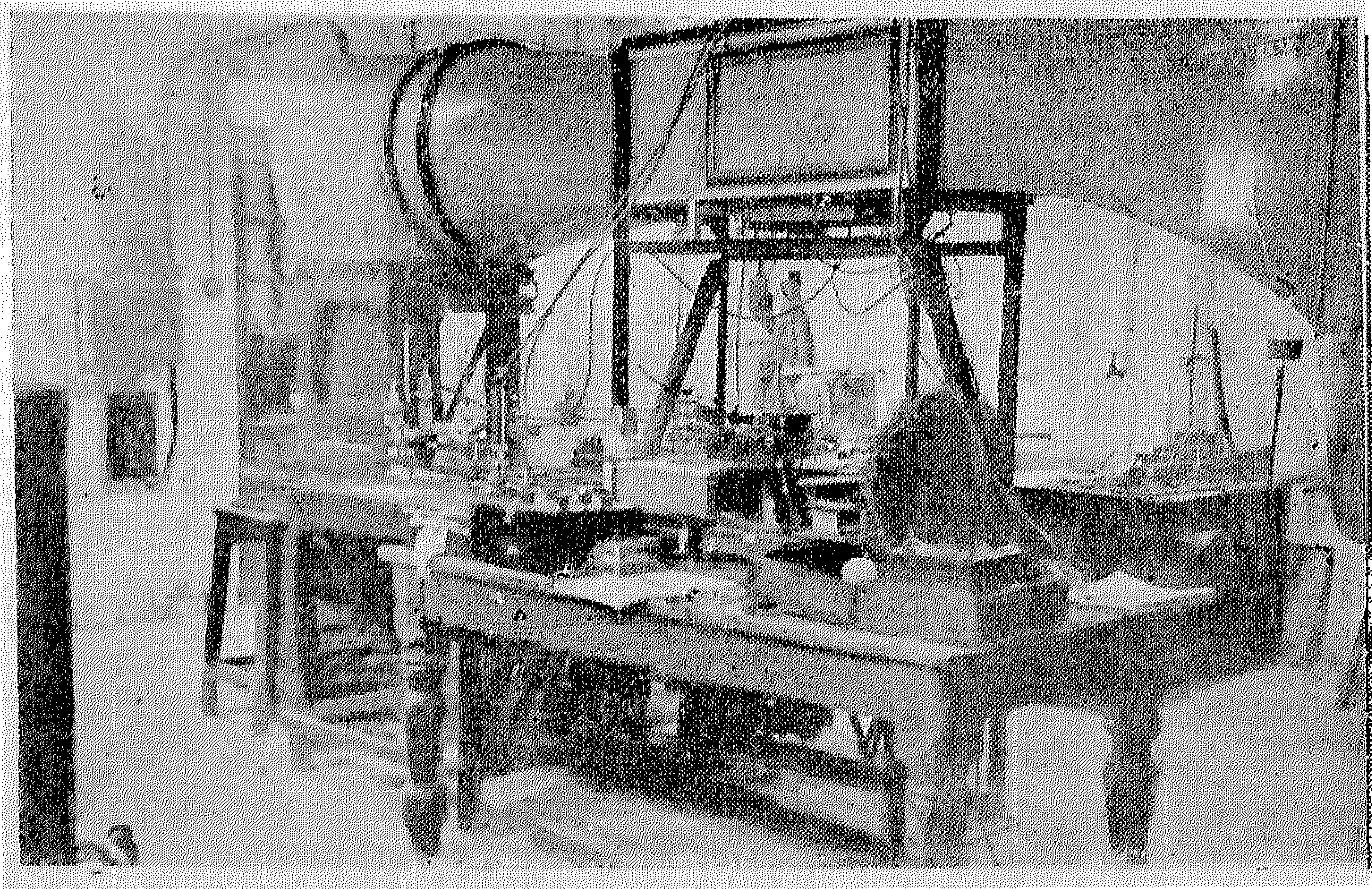


Fig. 4. — Measuring Instruments Used

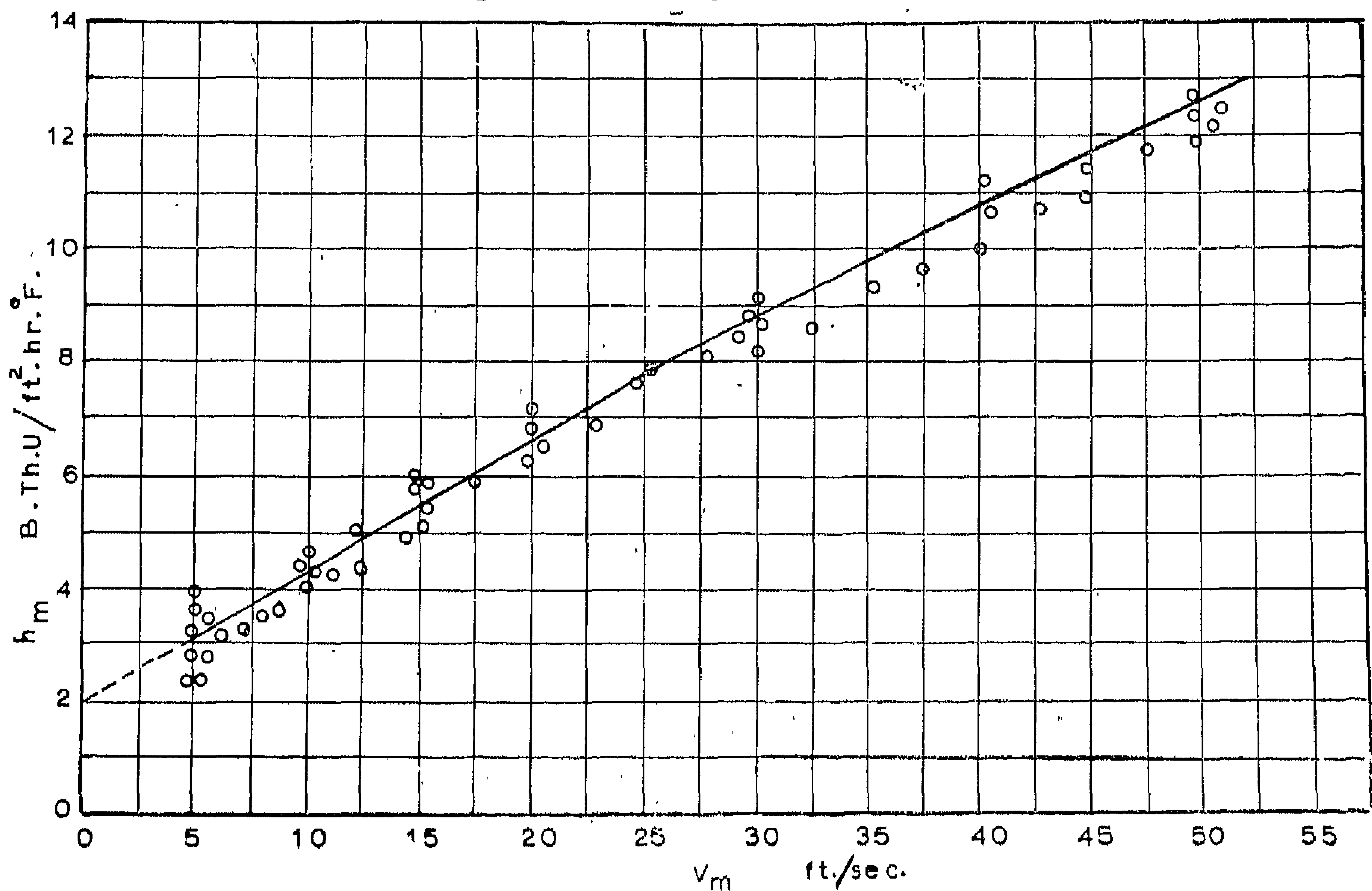


Fig. 5 A forced convection heat transfer based on h and V

APPARATUS USED :

The apparatus consists essentially of a wind tunnel, heated plate unit, and measuring instruments.

WIND TUNNEL :

It is an open circuit or straight through type, having a square working section, through which air is drawn by an air screw at the inlet end, the air is discharged into the room. Details and dimensions of the wind tunnel are given in Fig. 1.

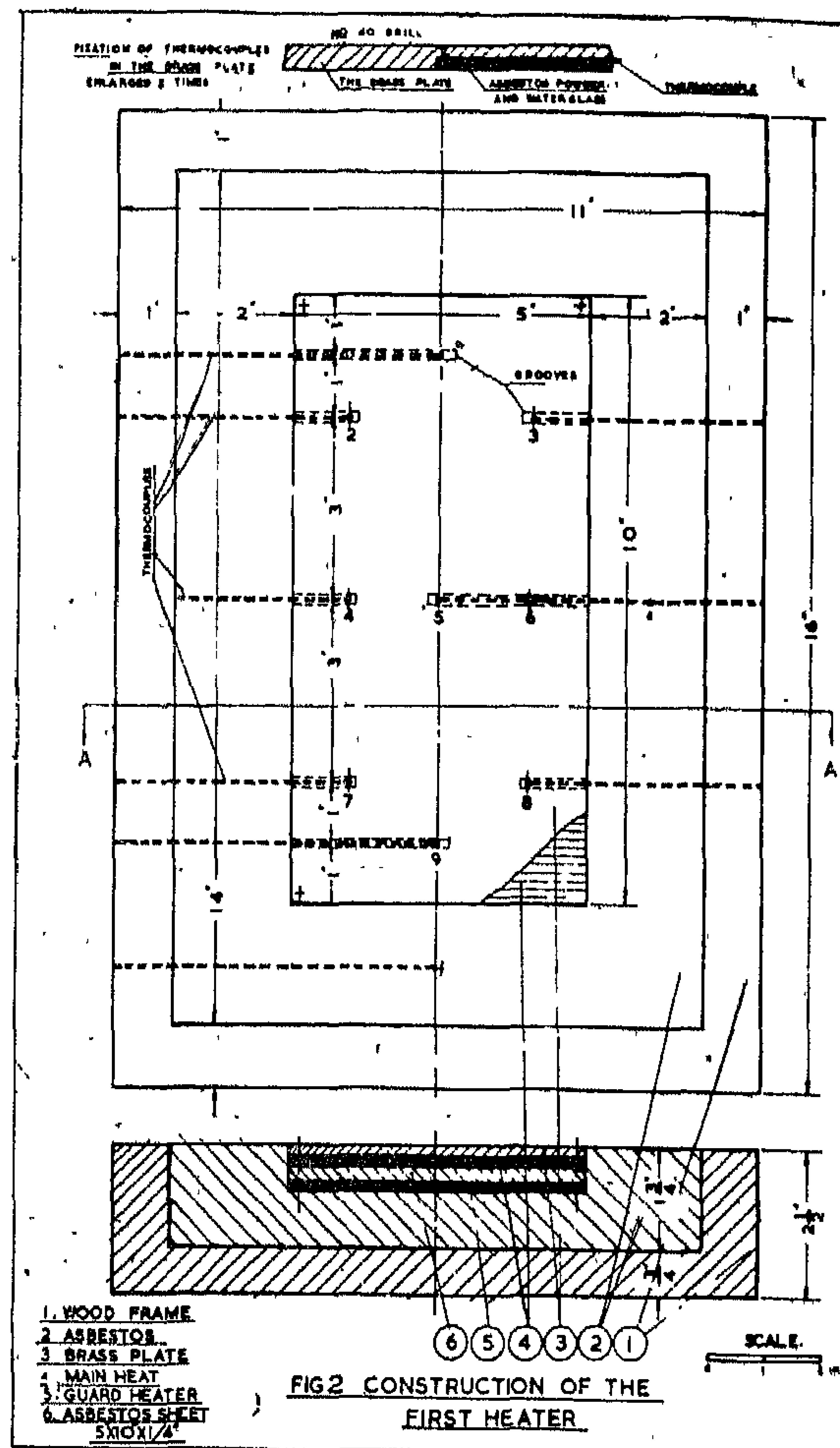


FIG 2 CONSTRUCTION OF THE FIRST HEATER

THE HEATED PLATE UNIT :

Consists of the following main components:

i) The brass plate.

ii) The main heater.

iii) The guard heater.

iv) Asbestos sheet between the heater and guard heater.

v) Wooden frame and asbestos sheets.

Fig. 2 shows the construction and dimensions of the heated plate unit. The main object of the guard heater is to prevent heat losses from the main heater to the frame.

GENERAL ASSEMBLY :

The heated plate unit was mounted longitudinally in a horizontal plane in the wind tunnel in such a way that the plate surface was flush with the lower tunnel working section surface, and parallel, to the direction of air flow.

Fig. 3 shows a photograph of the final arrangement of the apparatus, the tunnel, the heated plate unit in position, and some of the measuring insruments.

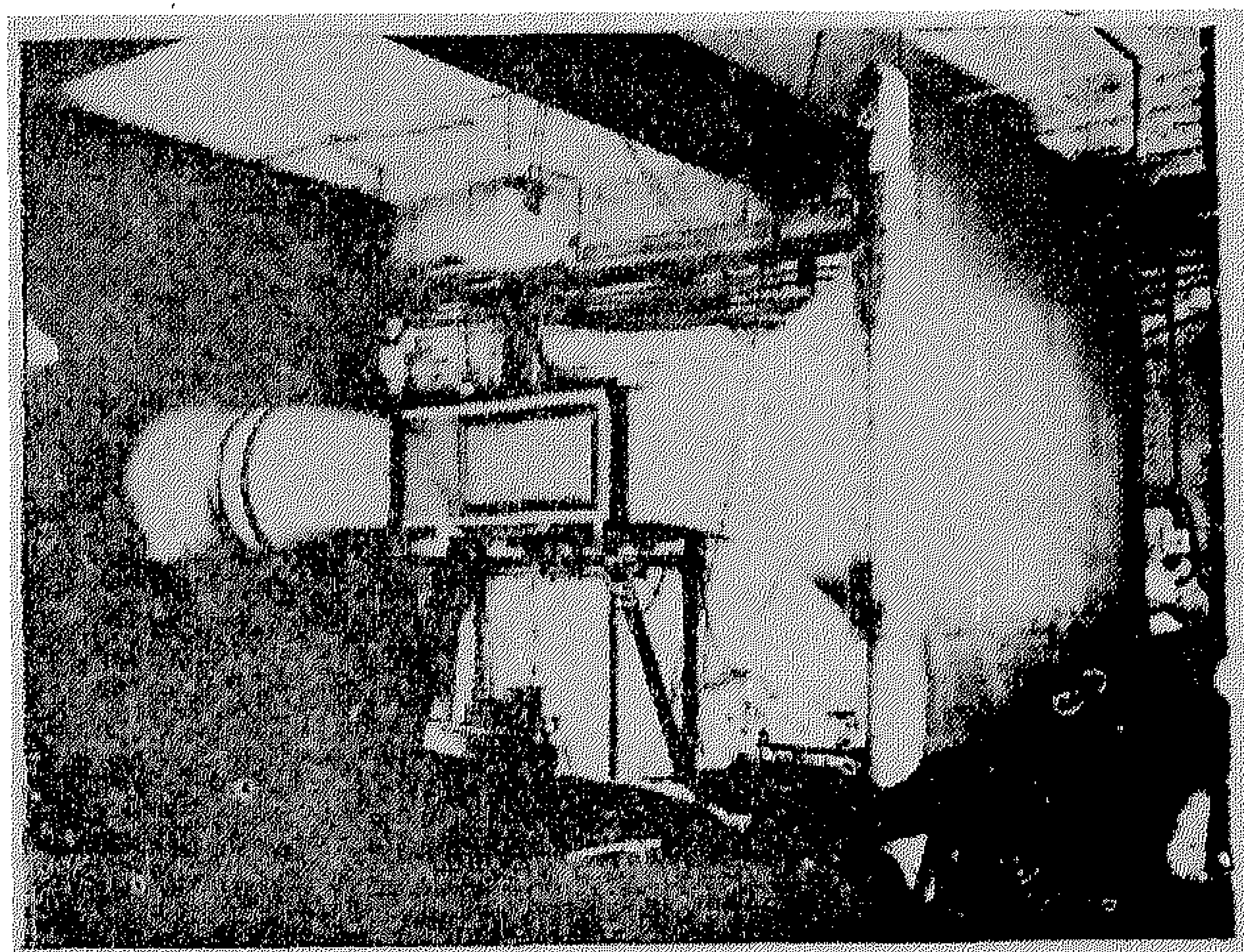


Fig. 3. — Apparatus Used

HEAT TRANSFER FROM A FLAT SURFACE TO A FLOW OF AIR

By

Dr. A.F.H. ALI,
B.Sc., D.B.C.T., Ph.D. (London)
Ass. Prof. Mechanical Department,
Faculty of Engineering, Cairo University.

INTRODUCTION

The mean coefficient of convective heat transfer from a flat surface to a flow of air in wall-bounded restriction was measured. The results were correlated by means of dimensionless groups, and equations were derived

The dimensionless equations based on different assumptions were derived, the results showing a variation for different temperature assumptions.

Correlations advanced by previous investigators were compared with present results. The writer found that his results were in good agreement with previous similar data (slegcl & Hawkins (7) in wall-bounded flow, but that with free flow, (Jackob & Dow (4), the writer's results were slightly higher.

Equations have been derived for the mean coefficient of heat transfer and dimensionless correlations, and proposed as suitable for flat surfaces.

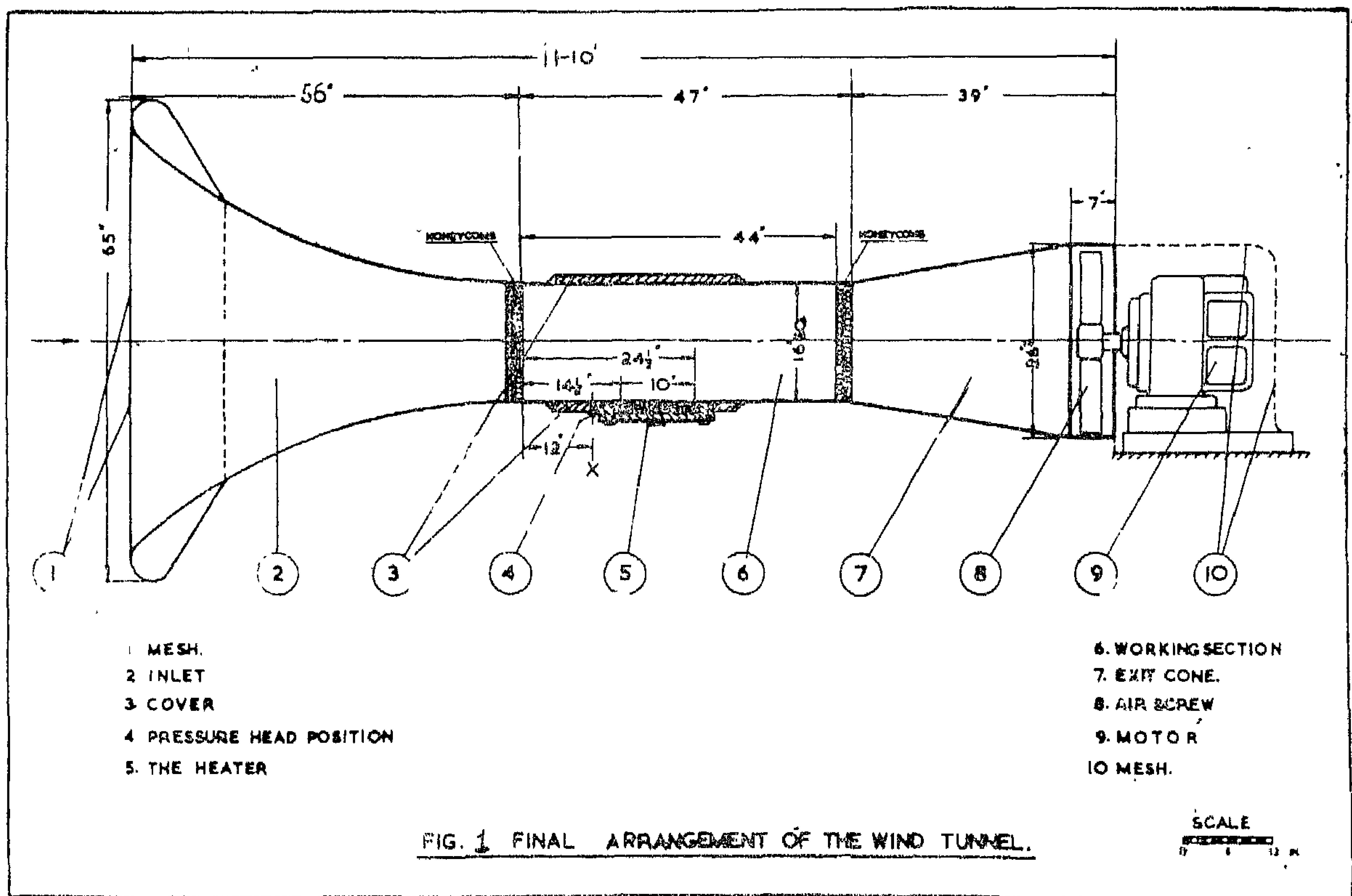


FIG. 1 FINAL ARRANGEMENT OF THE WIND TUNNEL.

18. Herbert K. Cook, "Exposure research on concrete in sea water", Coastal Engineering, vol. 3, p. 217, 1953.

19. R.E. Stradling, "Durability of Reinforced Concrete in Sea water". Proceedings of A.C.I., vol. 31, 1935.

20. F. Campus and J. Vorschave, "International Navigation Congress", vol XVII, Paper No. 1, p. 5, 1949. (Belgium).

21. J.C. Thorel, "International Navigation Congress", vol. XVIII, Paper No. 3, p. 41, 1953, (France).

22. M. Yahia, M. El-Said, A. Atta, and A. El-Erian, "A manual in the testing of materials, Non-metallic Materials". Vol. I, p. 69, 1955.

23. M.O. Withey and G.W. Washa, "Properties of Mortar and Concrete, Materials of Construction". John Wiley and Sons, Inc., New York, U.S.A., 1954.

24. R. Shalon and M. Raphael, "Influence of sea water on corrosion of reinforcement", Proceedings of A.C.I., vol. 55, p. 1251, 1958-1959.

25. "Design and Control of Concrete Mixtures", Portland Cement Association, 10th Edition, 10 — III, U.S.A.

26. J.W.B. Blackman, E.C. Juck, Alfred M. Freodenthal and T.B. Rights, "Way on concrete in Sea Water." Proceedings of A.C.I., vol. 107, p. 359, 1942.

27. The Fourth Yearly Report of the Building Research Center, Cairo, Egypt. 1958-1959.

28. Ahmed A. El-Erian and Yahia M. El-Agamawi, "Expansive Cements for Chemically Prestressed Concrete in Theory and Experiment." 8th. Arab Engineering Congress, 1962.

to the reactions between the sulphate ions in the sea water and the hydrated lime in the hardened concrete and the subsequent formation of gypsum and calcium sulpho aluminate. The latter has an expansive power which may cause the weakening and cracking of concrete.

The increase of sulphur trioxide content (%) was less in the case of the blast furnace slag cement and sea water cement than in the case of ordinary Portland cement. This was ascribed to the fact that the tricalcium silicate content — which is responsible for the formation of free calcium hydroxide in the hardened cement — in the former cements is less than in the latter cement.

To obtain more conclusive results with respect to some of the above mentioned points and to investigate more completely the causes of deterioration of concrete in sea water, it is recommended to continue the present studies for periods of exposure longer than the periods (12 months) attained in the present work.

REFERENCES

1. J. Singleton Green, "Properties of Concrete Engineering", Vol. II, 1935.
2. Hary E. Square, "Concrete for resisting sea water", Proceedings of A.C.I. Vol. XXV, p. 751, 1929.
3. Ala-eldin Fatin, "Concrete in Sea water", Cairo University, 1946.
4. Herbert K. Cook, "International Navigation Congress XVIII, Paper No. 6, 1953 (U.S.A.).
5. Pietro Periani, "International Navigation Congress XVII, Paper No. 5, p. 93, 1953. (Italy).
6. F.J. Nellensteyn, "International Navigation Congress XVII, Paper No. 6, p. 85, 1949. (Netherlands).
7. H.W. Harvey, "Chimie et Biologie de l'eau de mer," 1949.
8. J. Rouch, "Traité d'Océanographie Physique, l'eau de mer," Pzuot, Paris, 1946.

٩ — المهندس عبـــد الحميد سليمان — والدكتور أحمد العريان — والدكتور يحي العجماوى 9.
(استغلال خامات محاجر عتاقة كركام فى الانشاءات)
المؤتمر الهندسى العربى التاسع بغداد ١٣ — ١٨ ديسمبر ١٩٦٤ .

10. Frederick H. Fay, "International Navigation Congress XVII, Paper No. 3, p. 37, 1949.
11. Homer Hadly, "American Society of Civil Engineers Vol. 107, p. 345, 1942.
12. P.J.F. Right, "Comments on the indirect tensile test on concrete cylinders", Magazine of Concrete Research, vol. 7, No. 20, 1955.
13. C.W.N. McGowan, "International Navigation Congress, XVIII, paper No. 4, p. 57, 1953". (United Kingdom).
14. P.D. Miesenhel, "Influence of design and details on Concrete Deterioration". Proceedings of A.C.I., vol. 56, p. 581, 1959-1960.
15. Inge Lyse, "Durability of concrete in sea water", Proceedings of A.C.I., vol. 57, p. 1575, 1960-1961.
16. Inge Lyse, "Durability Studies of Concrete and Aggregates", Proceedings of A.C.I., vol. XXX, p. 121, 1934.
17. I.L. Tyler, "Long time study of cement performance in concrete", vol. 56, p. 825, 1959-1960.

6. CONCLUSIONS

On the basis of the experimental results (visual inspection, compression tests and chemical tests), described before hand, and which were obtained during the period of 12 months in the study of the behaviour of Attaka crushed Limestone concrete in sea water, the following conclusions may be drawn :

a — Visual Inspection :

Visual inspection of the concrete samples after being exposed to sea water for periods up till 12 months, showed that the faces were covered with marine organisms which became more numerous by the increase of the exposure period. After the removal of these organisms, no cracks, even of hair size, could be observed.

b — Effect of the Cement content in the mix:

As regards the cement content, rich cement mixes showed superiority of performance in sea water while the lean mixes were not favourable (a rich mix is that which contains 8 bags of cement, of 50 kg. each, per 1.2 m^3 of mixed aggregates, which give altogether about one cubic meter of freshly mixed concrete. Lean mixes contain only 4 bags).

Mixes of 6 bags of cement can also be recommended for use.

c — Effect of the Mix Consistency :

In view of the wide range of consistency chosen in the test mixes (from 0.00 to 100 mm. slump) the crushed limestone concrete showed a good performance even in the wet consistency state. Slump of 25-50 mm. is preferable for practical uses.

d — Effect of the Type of Cement :

The tests proved the suitability of using well known cements with Attaka aggregates, namely the ordinary P.C., sea water P.C. and blastfurnace slag cement. Comparing the cements with each other, it could be noted that sea water cement and blast furnace slag cement, although they are of less strength quality, they showed a good performance in the exposure level below the tide.

e — Behaviour of crushed limestone concrete compared to gravel concrete.

Up to the results that are available concrete made with limestone aggregates showed performance in sea water nearly as favourable as that of gravel concrete.

f — Effect of the type of Mixing Water :

Mixing concrete with sea water, instead of fresh water, reduces the concrete strength by about 9%. Behaviour in sea water with respect to this point cannot he decided with the available results.

g — Effect of the Exposure level :

The results obtained with the half-tide and the complete immersion tests give, as would be expected, a clear indication about how much the concrete is affected in the half-tide zone. The difference of strength quality due to the exposure level was relatively greater when using blastfurnace slag cement, followed by sea water cement while ordinary P.C. showed the least difference.

h — Difference in behaviour in seawater and in fresh water :

In respect to the available results which showed a small difference of ± 3% in the strength between the samples cured in sea water and those cured in fresh water, it is hardly to decide how much this type of concrete is affected by sea water.

i — Sulphur Trioxide Content :

Chemical tests showed that mortars made from different types of cements, underwent an increase in the sulphur trioxide content after being submerged in sea water for 12 months, thus proving that the deterioration of concrete in sea water is attributed mainly

responsible for the free hydrated lime formed in the hardened mortar — is less in the case of the blastfurnace cement and sea water cement than in the case of the ordinary Portland cement (See Table 7).

TABLE 9 : Chemical Analysis of Mortars after exposure to sea water.

Component (% by weight)	Ordinary P.C. mortar	Sea water cement mortar	Blast furnace slag cement mortar
Moisture	3.71	3.78	2.45
Loss due to ignition	3.29	3.87	5.15
Silica (sand)	70.66	72.55	67.90
Silica (cement)	5.72	6.47	8.79
Iron oxide	0.77	0.60	0.69
Aluminium oxide	2.69	2.34	2.73
Calcium oxide	14.99	13.11	12.93
Magnesium oxide	0.73	0.50	0.36
Sulphur trioxide	0.97	0.70	0.78
Elemental sulphur	—	—	0.13

TABLE 10 : Change in Sulphur Trioxide Content in Mortars Before and After Exposure to Sea water.

Kind of mortar	Sulpur trioxide content %		Increase in SO_3 content after exposure to sea water
	Before exposure	After exposure	
Ordinary P.C. mortar	0.66	0.97	0.31
Sea water P.C. mortar	0.54	0.70	0.16
Blast furnace slag cement mortar	0.67	0.78	0.11

Fig. 22 - The effect of the kind of the mixing water on the concrete behaviour in sea water

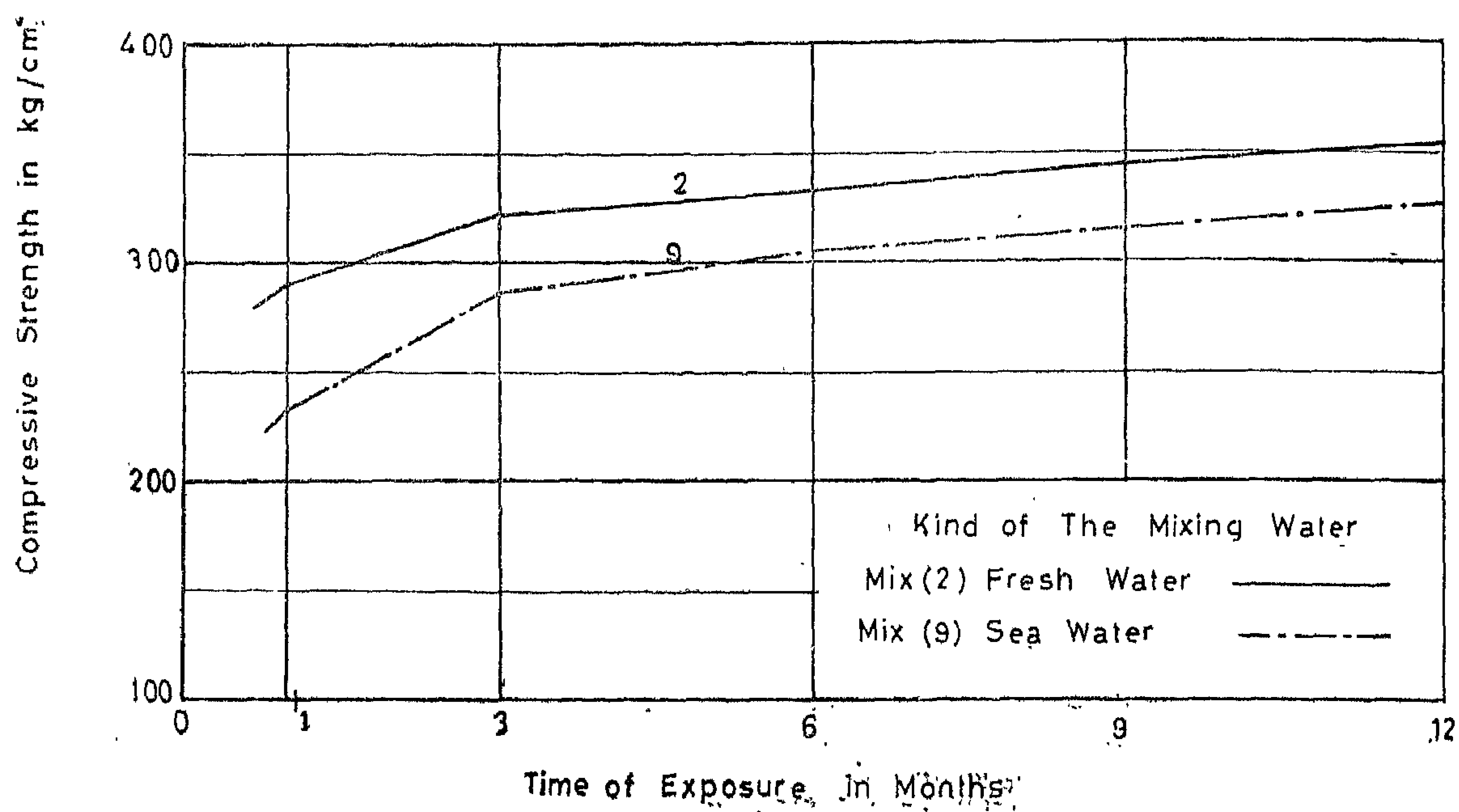
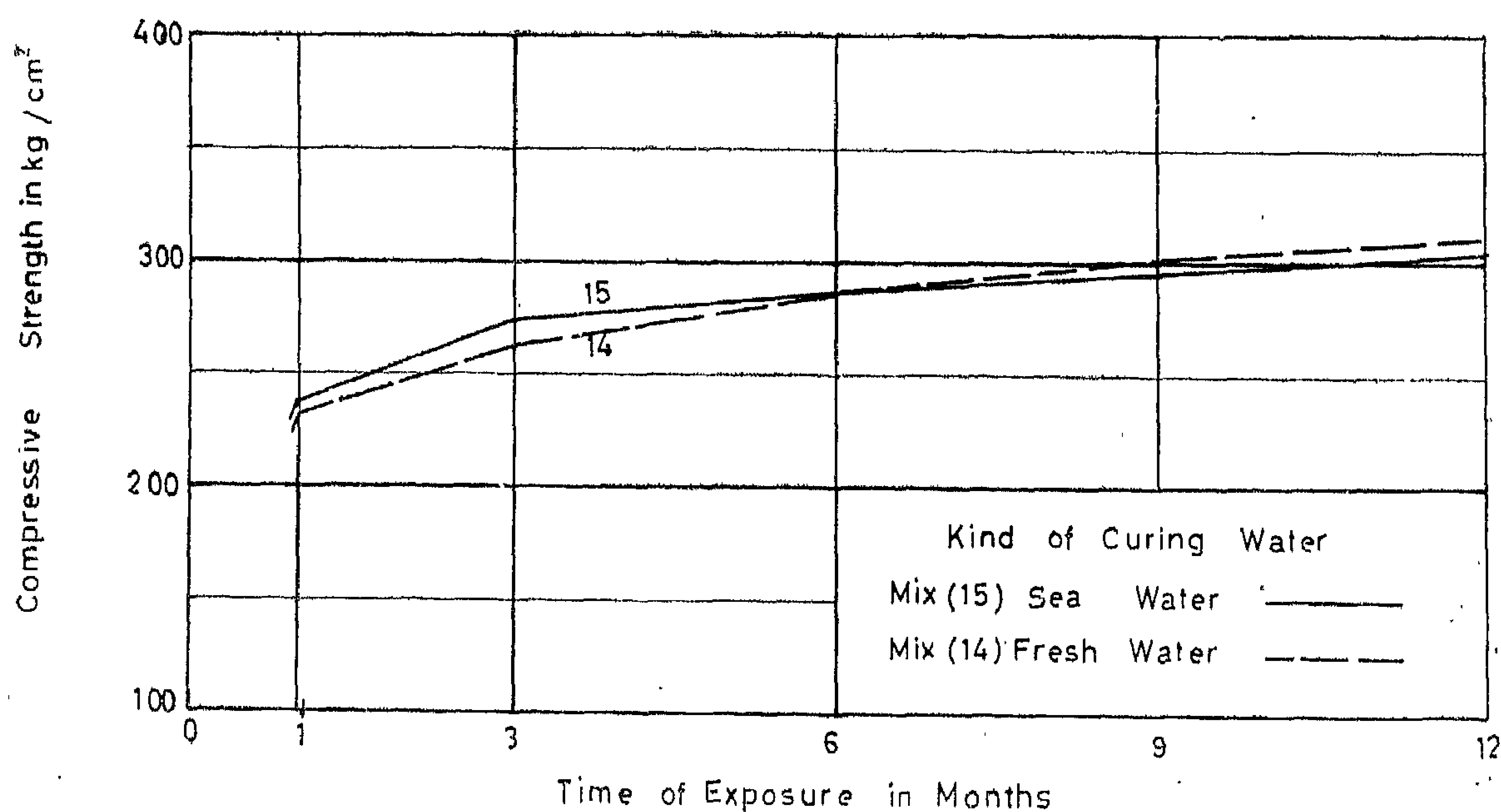


Fig. 23 - The behaviour of concrete in sea water and in fresh water



Further time of exposure may lead to more decisive results.

E — *Effect of type of mixing water* (Fig. 22):

It will be seen from Fig. (22) that : Mixing with Sea water instead of fresh water reduces the strength by about 9%.

F — *Effect of the exposure level* (Fig. 20) :

It will be seen from Fig. (20) that :

a) The results obtained, showed, as would be expected, that the mixes below the tide level are of higher strength than those in the half-tide level.

b) The difference in strength is relatively greater in the case of blast furnace slag cement mixes (12, 13) when compared with sea-waer cement mixes (7, 8), while the ordinary P.C. mixes (5, 15) showed the least difference. This could be due either to the relatively higher rate of increase in strength in the case of the completely immersed mixes made with sea water and blastfurnace slag cement, or to their relative lower rate of increase in strength in case of the half-tide level exposure.

G — *Behaviour of concrete in sea water compared to that in fresh water* (Fig. 23) :

Until 12 months of exposure, the tests showed a small difference of ± 3% in the strength between the samples cured in sea water and those cured in fresh water. This may be attributed to the fact that the period of 12 months of exposure is not sufficient to show the effect of sea water on concrete.

5.3 — The Chemical Tests :

As previously mentioned, the deterioration of concrete in sea water, is due to the effect of sulphate ions existing in sea water on the cement of the mortar and the subsequent formation of calcium sulpho aluminate. This may be shown experimentally by the change in the sulphur trioxide (SO_3) content in the mortar before and after exposure in sea water. To study this chemical action of the sea water on the different types of cement employed in this research work, mortar cubes are made for this purpose of the proportion 1:3 by weight cement and sand. The samples were secured completely immersed in the exposure station. After one year of exposure, three samples, of three different types of cements, were taken out and chemically analysed. The results obtained are included in the Table (9).

The sulphur trioxide contents of the mortars before exposure may be computed from the chemical analysis of the corresponding cements used as shown in Table (7).

Needless to say that the sand used in the mortars is free from sulpur trioxide as shown in Table (6).

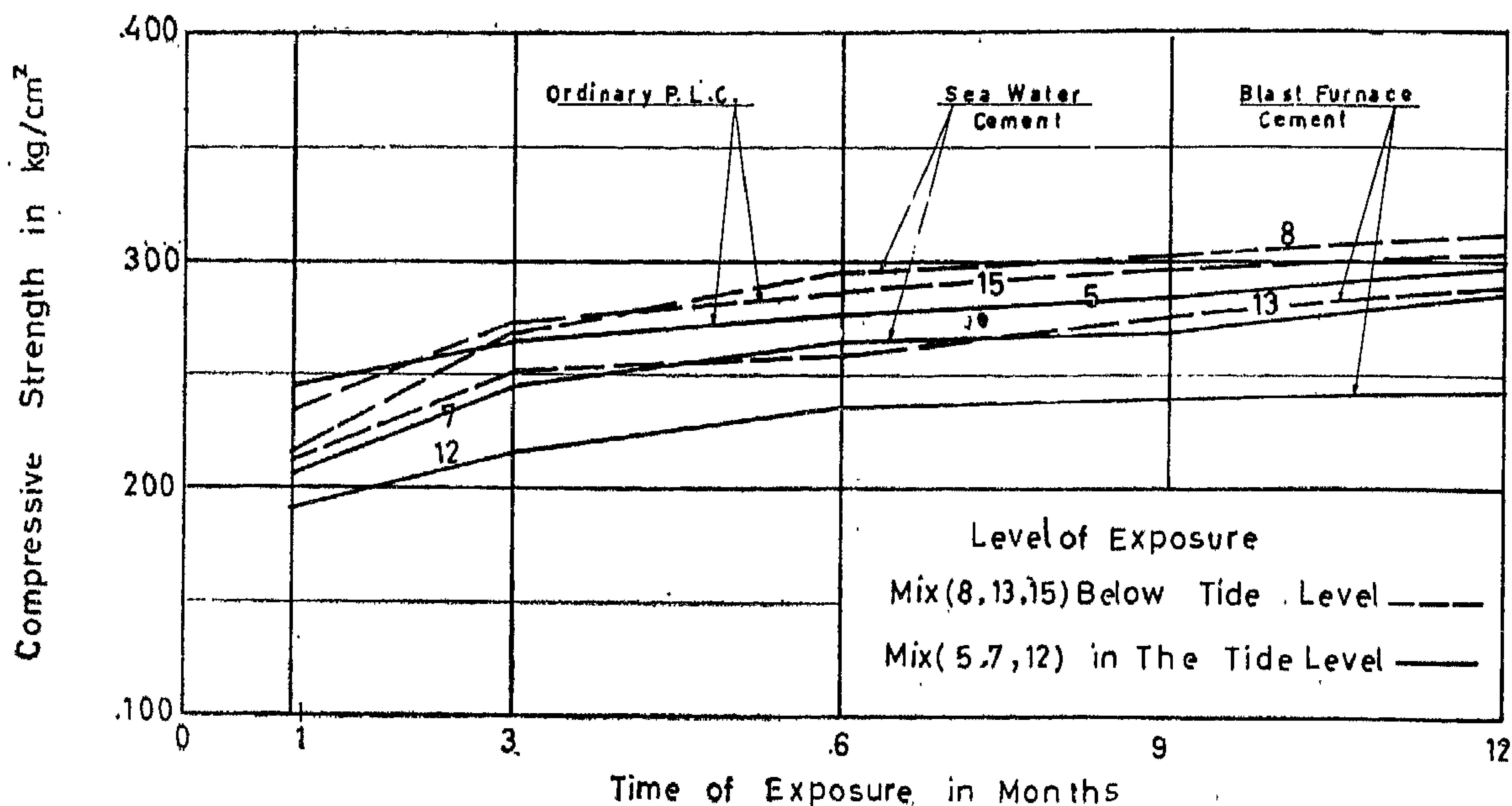
Table (9) shows the chemical analysis of the mortars, while Table (10) shows the change in the sulphur trioxide content of the mortars before and after exposure to sea water.

It will be seen from the test results that the mortars after being submerged in sea water for one year, showed an increase in the sulphur trioxide content (%) of 0.31 in case of the ordinary P.C. mortar, 0.16 in case of sea water cement mortar and 0.11 in case of the blastfurnace slag cement mortar.

This increase may be attributed to the reaction between the sulphate ions in the sea water and the calcium hydroxide (already present as free lime in the original cement and that separated from the hydrolysis of the tricalcium silicate) forming gypsum which will react afterwards with the tricalcium aluminate to form calcium sulpho aluminate "Candlot's salt". The latter salt, if formed in appreciable quantity after a long period of exposure, may cause the expansive disruption of concrete [28].

The variation in the increase of the sulphur trioxide content (%) with the different types of cements used in the preparation of the mortars, may be ascribed to the fact that the tricalcium silicate content — which is mainly

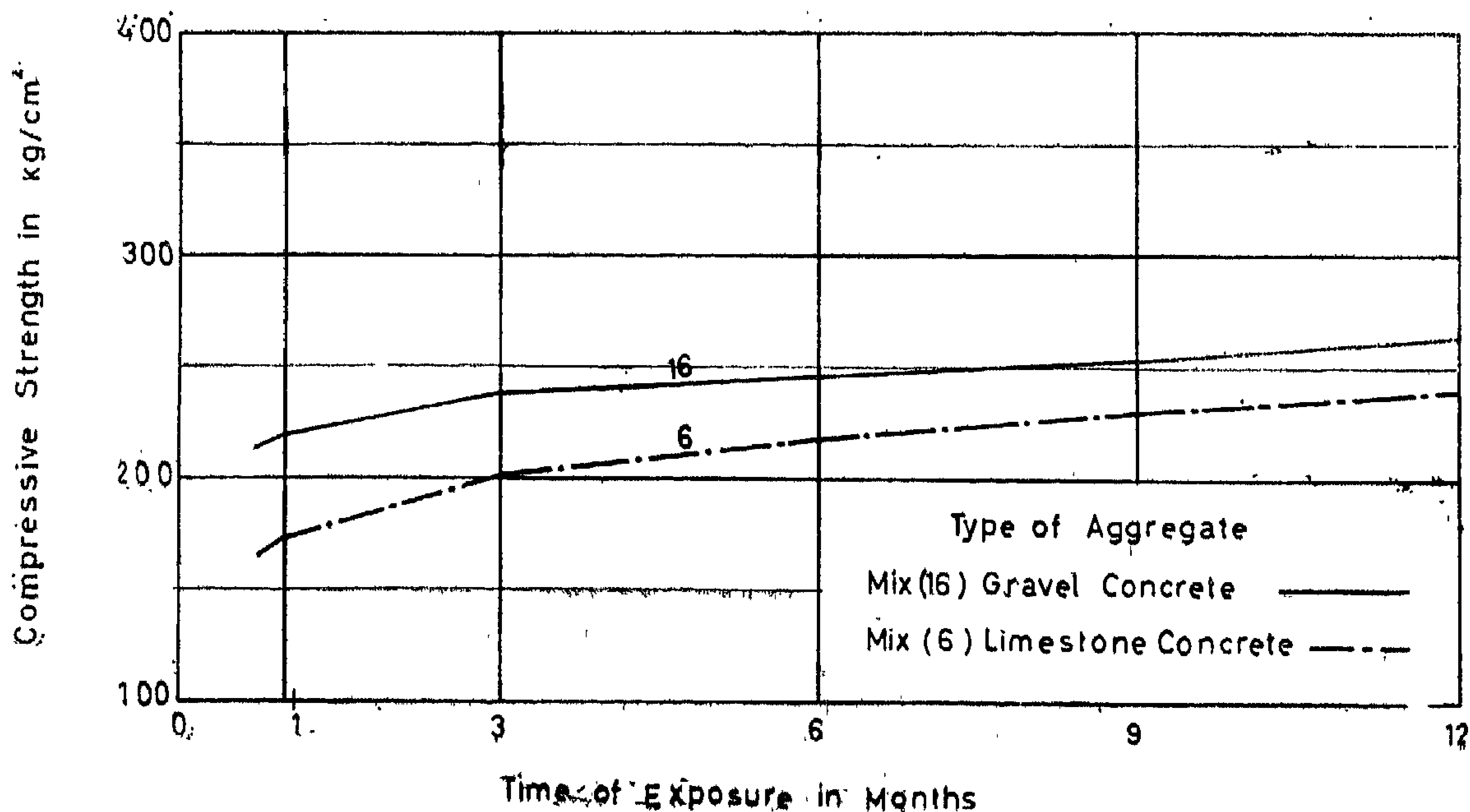
Fig 20 - The relative behaviour of concrete in sea water as regards The Exposure Level



D — *Effect of type of aggregate* (Fig. 21):

It will be seen from Fig. (21) that the results obtained, until 12 months, have shown that crushed limestone concrete performance in sea water, is nearly the same as that of gravel concrete as regards the rate of increase in the strength.

Fig. 21 - The relative behaviour of limestone Concrete compared to gravel concrete



C — *Effect of Cement type* (Figs. 19 & 20):

From the figures (19 & 20) the following may be noted :

a) In the case of samples of the half-tide exposure level, the mix No. (5) in which ordinary Portland cement was employed, showed superiority over the other two mixes made from Sea water and Blast furnace cements. Their relative strength compared to the ordinary P.C. was about 86% and 70% respectively.

b) In the case of the completely immersed samples, the sea-water cement mix showed a slight superiority over the ordinary P.C. mix (2% more), the last furnace cement mix was still the lowest (10% less).

It must be borne in mind, that in the case of fresh water curing, ordinary P.C. possesses a relatively higher strength than sea water cement, and the latter is higher than the Blast furnace cement.

This may be made clear by the following :

— According to the A.S.T.M. (C 150-60) in the case of cement type V (which is similar to sea water cement used in the experiments, as previously mentioned), the requirements, for the compression strength, after 28 days, in 86% of that required for the ordinary P.C. (type I). This is established by the tests carried out by the Portland Cement Association, which gave the ratio of 85% but after three months of curing[25].

— As regards the blastfurnace cement used, the tests carried out in the Building Research Center, Egypt, mentioned in the Yearly Report 1961-62, showed that the concrete made with this type of cement had a strength of about 70 to 80% of that made with ordinary Portland Cement.

— On the basis of the preliminary experiments carried out on these cements to test their suitability for use in this research work the ordinary Portland Cement gave 370 kg/cm² mortar cube strength after 28 days, the Sea water cement gave 320 kg/cm² while the blastfurnace slag cement gave 270 kg/cm². The strength ratios, compared to the ordinary Portland cement were 86% and 70% respectively.

Fig.19. The effect of the Cement Type on the concrete behaviour in sea water

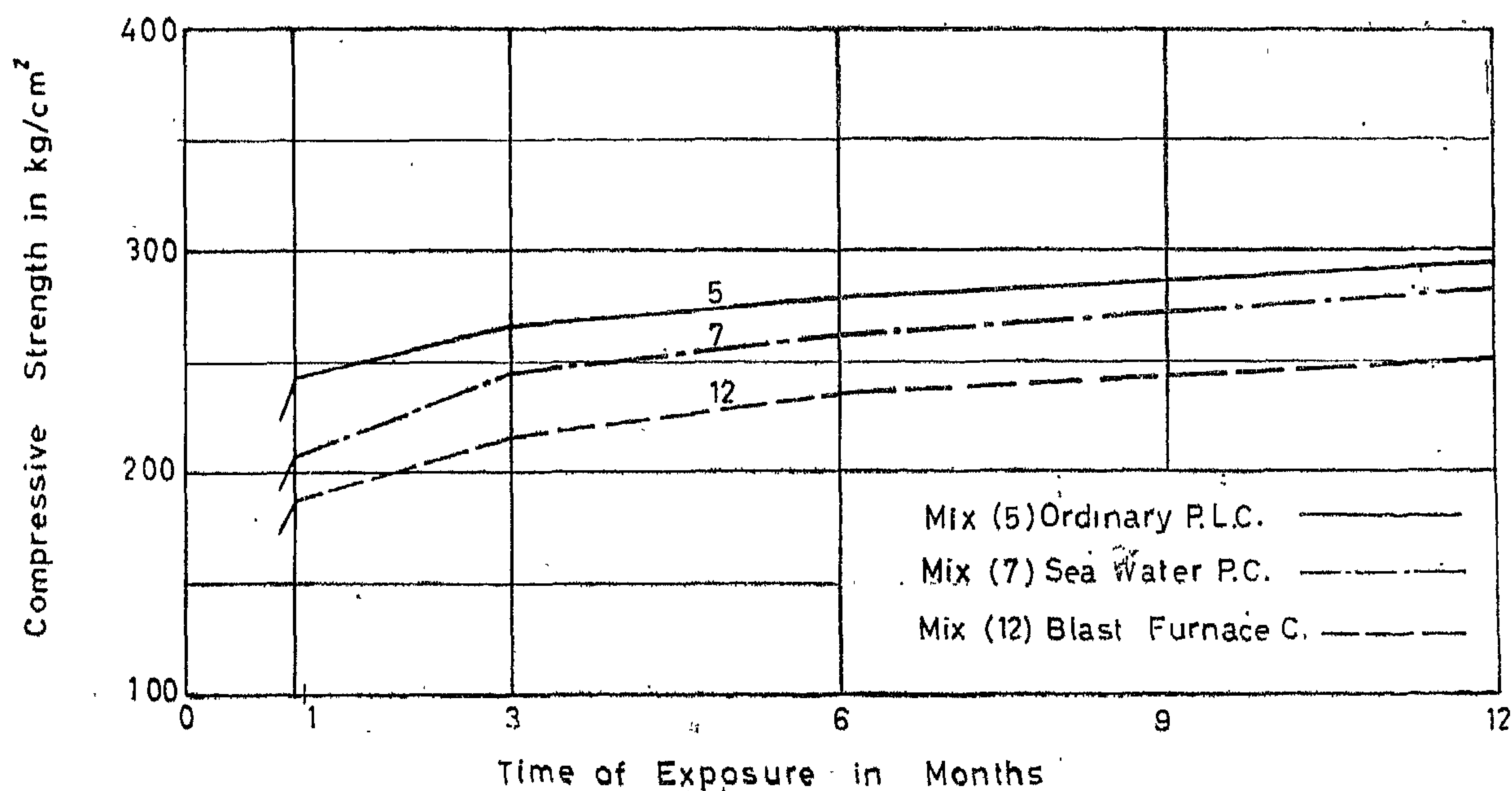


Fig.17 _ The effect of the Cement Content on the concrete behaviour in sea water

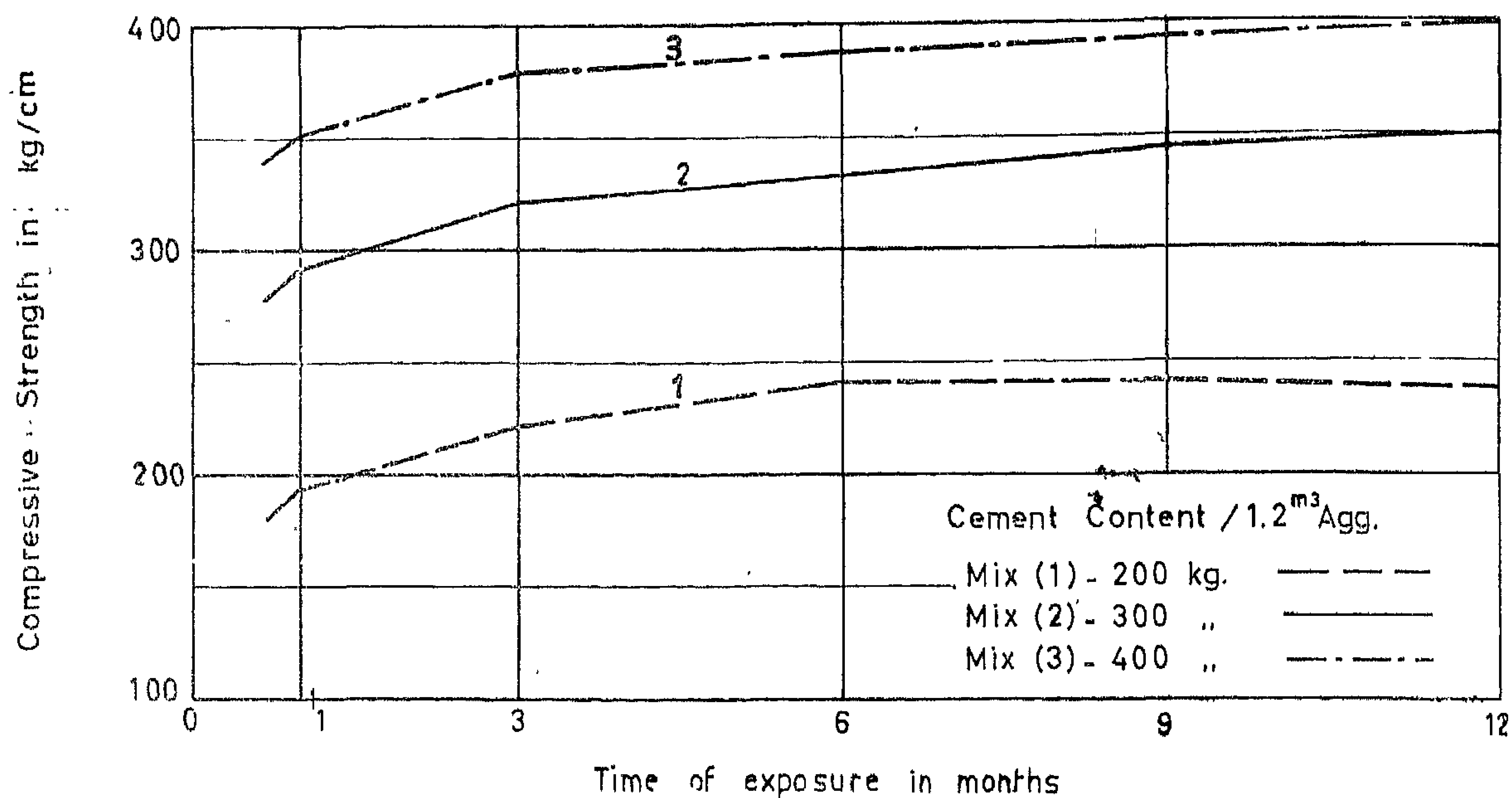


Fig.18 _ The effect of the Consistency on the concrete behaviour in sea water

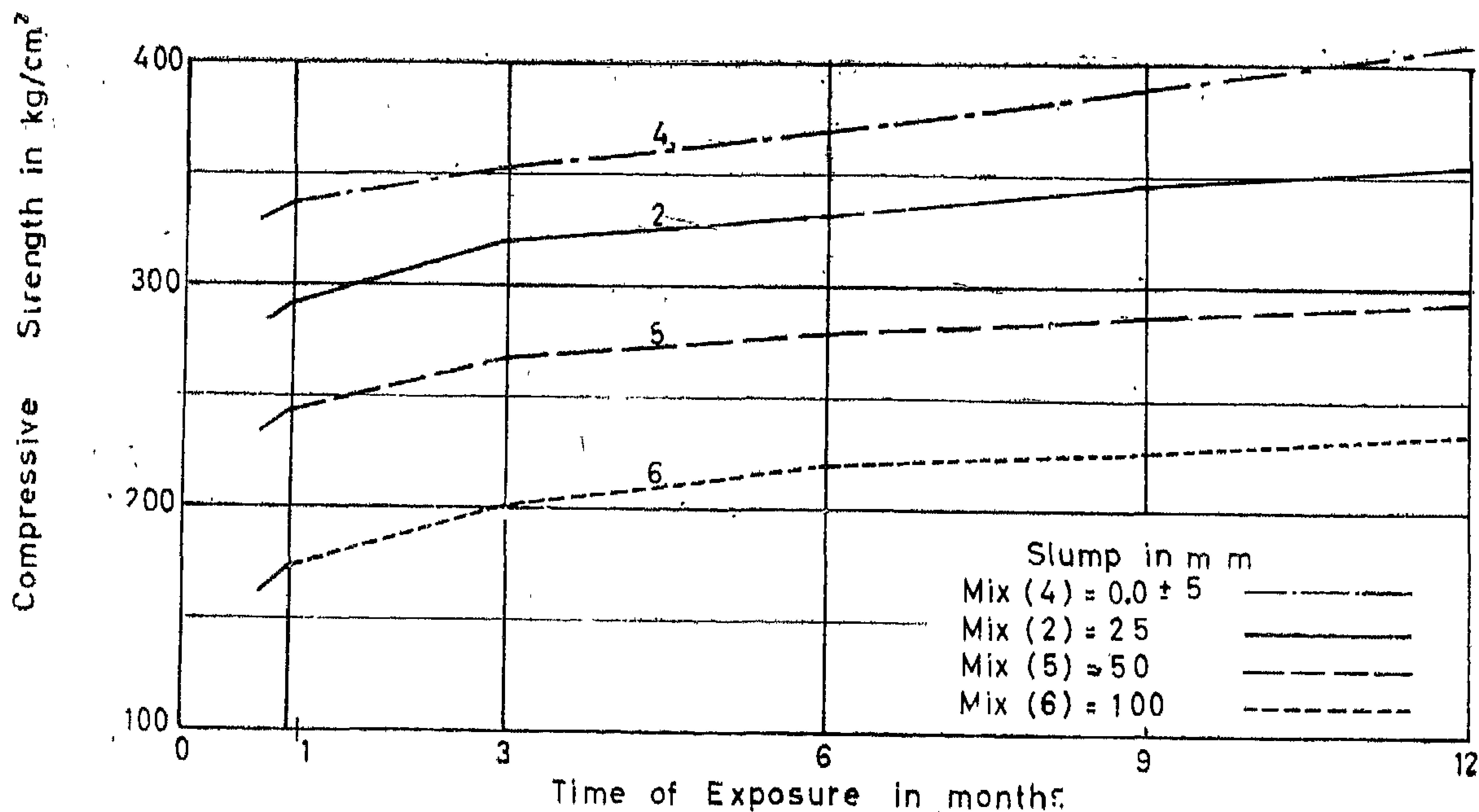


TABLE 8 : Experimental Results of the Study of the behaviour of the crushed limestone concrete in sea water. (Compression Tests)

Mix No.	Cement content kg/1.2 m^3 Aggregates	Slump mm.	Compressive strength in kg./cm.^{2}					*Remarks*
			28 days	3 months	6 months	9 months	12 months	
1	200	25	193	221	240	242	238	a) The effect of cement content on the behaviour of concrete in sea water.
2	300	25	289	322	331	344	353	
3	400	25	352	382	387	393	404	
4	300	00	337	353	370	388	412	b) The efffect of the Mix consistency on behaviour of concrete in sea water.
2	300	25	289	322	331	344	353	
5	300	50	244	268	276	285	292	
6	300	100	173	202	220	227	235	
5	300	50	244	268	276	285	292	c) The effect of the cement type on the behaviour of concrete in sea water. *Mix No.* 2) Ordinary Portland Cement. 7) Sea Water Cement. 12) Blast Furnace Cement.
7	300	50	205	247	263	271	285	
12	300	50	188	216	234	240	254	
6	300	100	173	202	220	227	235	d) The effect of aggregate type on the behaviour of concrete in sea water. *Mix No.* 16) Gravel concrete. (6) limestone concrete.
16	300	100	220	238	247	253	262	
2	300	25	289	322	331	344	353	e) Effect of the kind of the mixing water on concrete behaviour in sea water. *Mix* No. 2) Fresh water, 9) Sea water.
9	300	25	232	285	306	315	330	
5	300	50	244	268	276	285	292	f) The relative behaviour of concrete as regards the exposure level. *Mix No.* 5,15 - Ordinary P.C. 7,8 - Sea water P.C. 12,13 - Blastfurnace P.C. 35. 5,7,12 - In the tidal zone. 5,8,13 - Below the tide level.
15	300	50	234	272	287	296	301	
7	300	50	205	247	263	271	279	
8	300	50	217	288	294	300	312	
12	300	50	188	216	234	240	254	
13	300	50	214	250	260	275	285	g) The behaviour of concrete in sea water and in fresh water. *Mix* No. : .5) In sea water, 14) In fresh water.
15	300	50	234	272	287	296	301	
14	300	50	230	263	287	300	310	

N.B.—The numbers of mixes given are according to their arrangement in the exposure station.

5 — EXPERIMENTAL RESULTS

5.1 — Visual inspection :

The test samples were examined at each test period which was every three months, to see whether there was any variation in the general condition of the samples, after one year of exposure, the following could be observed (Fig. 16) :

a) The faces of the samples were masked by the presence of marine organisms which appeared on the sample surfaces within two weeks of exposure. It was noted too, that these organisms became more numerous as the period of exposure increased. In the case of the samples secured in the half-tide level, these organisms were less crowded on the sides while the upper surfaces were nearly free from them.

b) As regards the colour, no distinct change even in the shade of colour could be observed, and this is true in the case of blast furnace slag cement samples.

c) Due to the presence of marine organisms, it was difficult to observe any surface cracking. Before performing the compression test the samples were first cleaned by steel brushes to get a levelled bearing surfaces. This process was associated with slight powdering of the surface texture. No cracks, even of hair size, could be observed after removing the marine organisms.

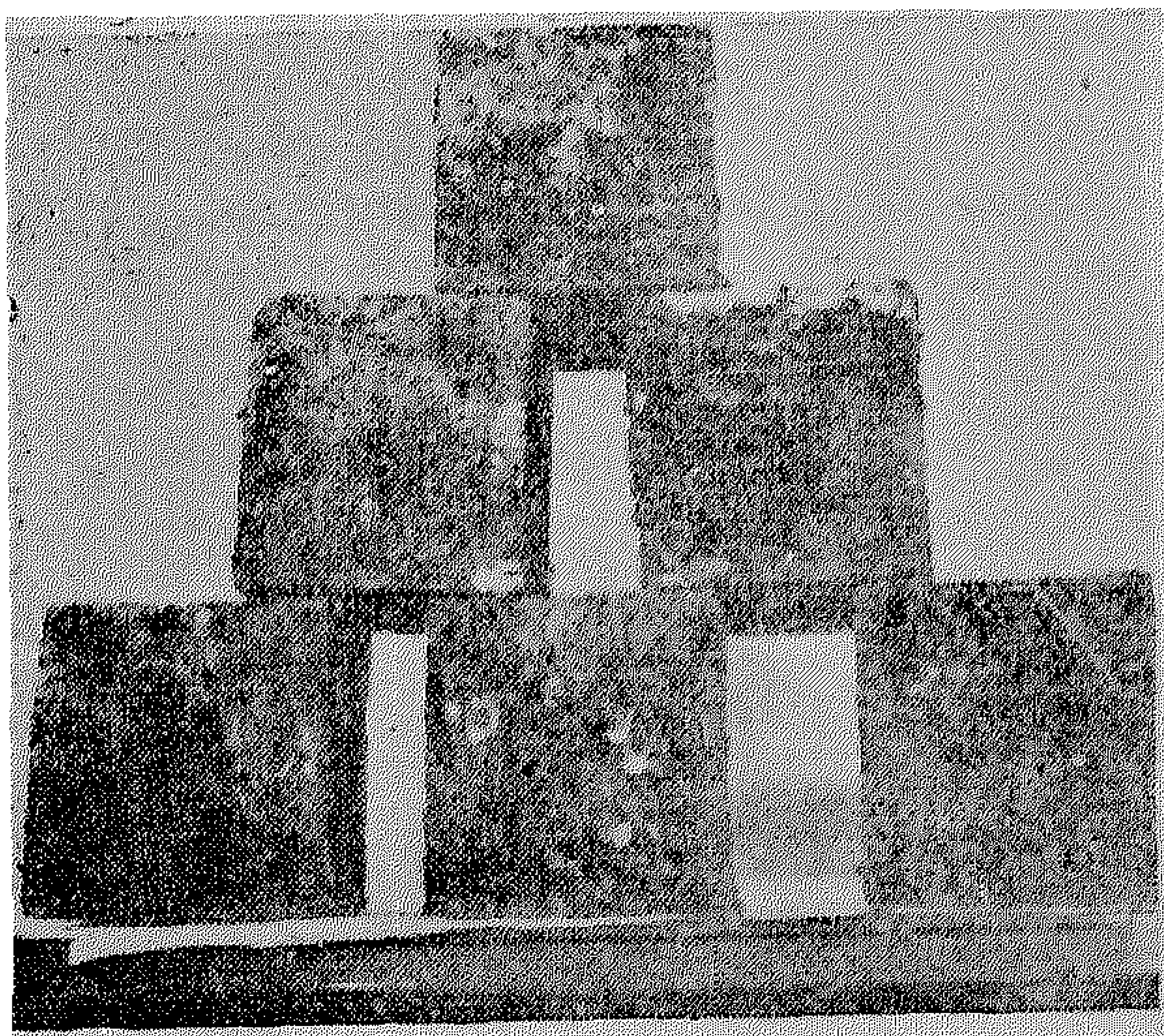


Fig. (16). — The Cubes after 270 days of exposure in sea water.

5.2 — The compression tests :

A compression test was performed on four samples of each mix at every test period age. The experimental results obtained are summarized in Table (8), and represented graphically in Figs. (17-23). They comprise the different factors affecting the behaviour in sea water of Attaka crushed limestone concrete.

As regards these results, the following may be noted :

A — *Effect of the cement content* (Fig. 17):

The following can be seen from the figure :—

a) The rich Mix No. (3) exhibits higher strength quality than the other two mixes (2, 1) and this is true for all periods of exposure.

b) The rate of increase in the strength decreases, first, as the time of exposure increases, second, as the cement in the mix decreases.

c) The lean mix No. (1) (with four 50-kg. bags of cement per 1.2 m^3 of the mixed aggregate) shows nearly no increase in the strength in the period from 6 to 9 months of exposure. Moreover, a very slight decrease in the strength appears after one year.

B — *Effect of the mix consistency* (Fig. 18):

From the figure the following may be noted :—

a) As in the case of fresh water, mix No. (4) of dry consistency showed high quality strength and the strength decreases as the consistency of the mix, measured by the slump test, increases.

b) The rate of increase in the strength is relatively higher in the case of mix No (4) of dry consistency than for mix No. (6) of wet consistency. The other mixes of medium consistency come in between.

e) *Type of Mixing Water :* Fresh and Sea Water.

f) *Exposure Level :* Two exposure levels were tried — these are the tidal zone level and below the tidal zone level.

g) *Type of Curing Water :* Some samples, similar in every respect to those cured in sea water, were cured for the same periods in fresh water.

B — *Measuring the Materials :*

The cement and aggregates are weighted for proportioning purposes, by a balance having a sensitivity of 50 gm. The mixing water is measured by a water-meter which is fixed in the used mixer.

C — *M i xi n g :*

A mechanical mixer, having a drum capacity of 1/7 m^3 of mixed concrete is used for mixing. The mixer discharges the mixed concrete on a steel platform, with retaining sides, which is placed at 50 cm. below the exit of the mixer to avoid any liable segregation. Water is added after the dry ingredients are roughly mixed. The mixing period was 5 minutes; 2 minutes before and 3 minutes after the addition of water.

D — *C a s t i n g :*

The mixed material are cast in the moulds, and then compacted by using a vibrating table of square area of 1 m^2 and suitable for loads up to 500 Kg. The vibration force is produced by the eccentric wheel revolving at approximately 2800 R.P.M. The vibrating time to produce full compaction of the cube samples ($15 \times 15 \times 15$ cms) is 1.5 minutes.

The surface of the compacted concrete is levelled with the top of the mould by using a special knife and a trowel.

The test moulds are marked and left for 24 hours, then removed.

E — *C u r i n g :*

After the moulds were removed, the samples (except those which are to be cured in fresh water) were transported to the exposure Station where they were exposed to the sea water. In the station, the majority of the samples were kept on the middle platform, where they were exposed to alternating wetting and drying due to the tidal wave effect. The choice of this level is because of the fact that the concrete is severely affected in the tidal zone. The other samples were kept on the lowest platform, continuously immersed below the water level.

Timber frames are fixed on each platform to maintain the test samples for each mix separate from those for other mixes (Fig. 10).

4.7 — Methods of testing :

To obtain information about the effect of sea water on the concrete, the compression tests on the cube samples were considered. The program of these tests will be for the periods : 28 days, 3, 6, 9 months, 1, 2, 3, 4, 5 and 6 years. In each period test, four samples are tested.

As for the specimens being removed from the station for testing purposes, they are firstly visually inspected for accidental damage of corners, surface colour changes, or powdering of surfaces by weakening of surface film of cement. As all observations are recorded, the samples are then transported to the laboratory for testing.

Chemical analysis of mortars before and after exposure to sea water was also carried out, to investigate attack of sulphate ions in sea water.

For the compression test purposes, a 200 tons universal testing machine is used. The machine has three ranges of loading — 40, 100 and 200 tons with sensitivity of 100, 200 and 500 kg. for each range respectively.

c) Cement :

Three types of locally produced cements were used during this research work, namely, Ordinary Portland Cement, Seawater cement and the so-called "Iron cement 35" which is Portland Blast furnace slag cement (35% slag).

Laboratory tests carried out on these cements showed their conformity to the standard specifications (physical and chemical properties) designed for them.

Table (7) shows the chemical analysis of these cements.

TABLE 7 : Chemical Analysis of Cements Used.

Componente % by weight	*Ordinary Portland Cement*	*Sea water Cement*	*Blast Furnace Slag Cement*
Moisture	0.12	0.13	0.09
Loss on ignition	2.23	1.70	1.34
Silica	20.43	23.90	26.03
Alumina	5.54	3.19	10.55
Iron oxide	2.78	2.81	
Calcium oxide	64.38	62.80	55.84
Magnesium oxide	0.97	2.10	2.44
Sulphur trioxide	2.89	2.36	2.95
Insoluble matter	0.08	0.60	0.28
TOTAL	99.32	99.59	99.52
Tricalcium Silicate	49.2	37.8	31.1

4.6 — Preparation of the test samples :

About 650 samples in the shape of cubes, 15×15×15 cms. in size and three piles of 25×25×100 cms. were cast for the purpose of the study of the behaviour of crushed limestone concrete in sea water. The samples were prepared as prescribed in the previous work of the authors[9].

A — *Proportioning :*

The mixes and proportions were selected, as shown in Table (8), to evaluate the different factors affecting the concrete behaviour in sea water. These factors are :

a) *Cement Content in the Mix :* The cement contents selected were 200, 300, 400 Kgms/1.2 m³ of fine and coarse aggregates. These represent respectively the lean, medium and rich mixes, normally used in Egypt[27].

b) *Mix Consistency :* Four water contents were selected to maintain four degrees of consistency, which are represented by slump as follows :

— Stiff consistency having slump of 0.0 mm.

— Plastic consistencies having slumps of 25&50 mm.

— Wet consistency having slump of 100 mm.

c) *Type of Cement :* Three types of locally produced cements were selected. These are : Ordinary Portland Cement, Sea Water Cement and Blast Furnace Slag Portland Cement (35% Slag).

d) *Type of Aggregate :* Two types of aggregates were selected; these are Attaka crushed limestone and Abou Sweir Gravel.

TABLE 5 : Physical properties of sand (Km. 90.00 Quarry)

Physical Properties	*Value*	
Specific gravity	2.587	
Loose unit weight	1.505	Kg/m^3
Compacted unit weight	1.673	Kg/m^3
Voids	54.6	%
Absorption	0.59	%
Impurities (clay and dust)	3.04	%
Organic impurities	Standard Colour 2	
Bulking factor	1.45	%

TABLE 6 : Chemical Analysis of Sand (Km. 90 Quarry)

Components	*% by weight*
Moisture	0.06
Loss due to ignition	0.40
Silicon Dioxide	97.74
Aluminium and Iron Oxides	0.48
Calcium Oxide	0.55
Magnesium Oxide	0.27
Sodium Chloride	0.04
TOTAL	99.48

Tables (5 & 6) show respectively, the physical properties and chemical analysis of this sand, while Fig. (15) shows its grading curve.

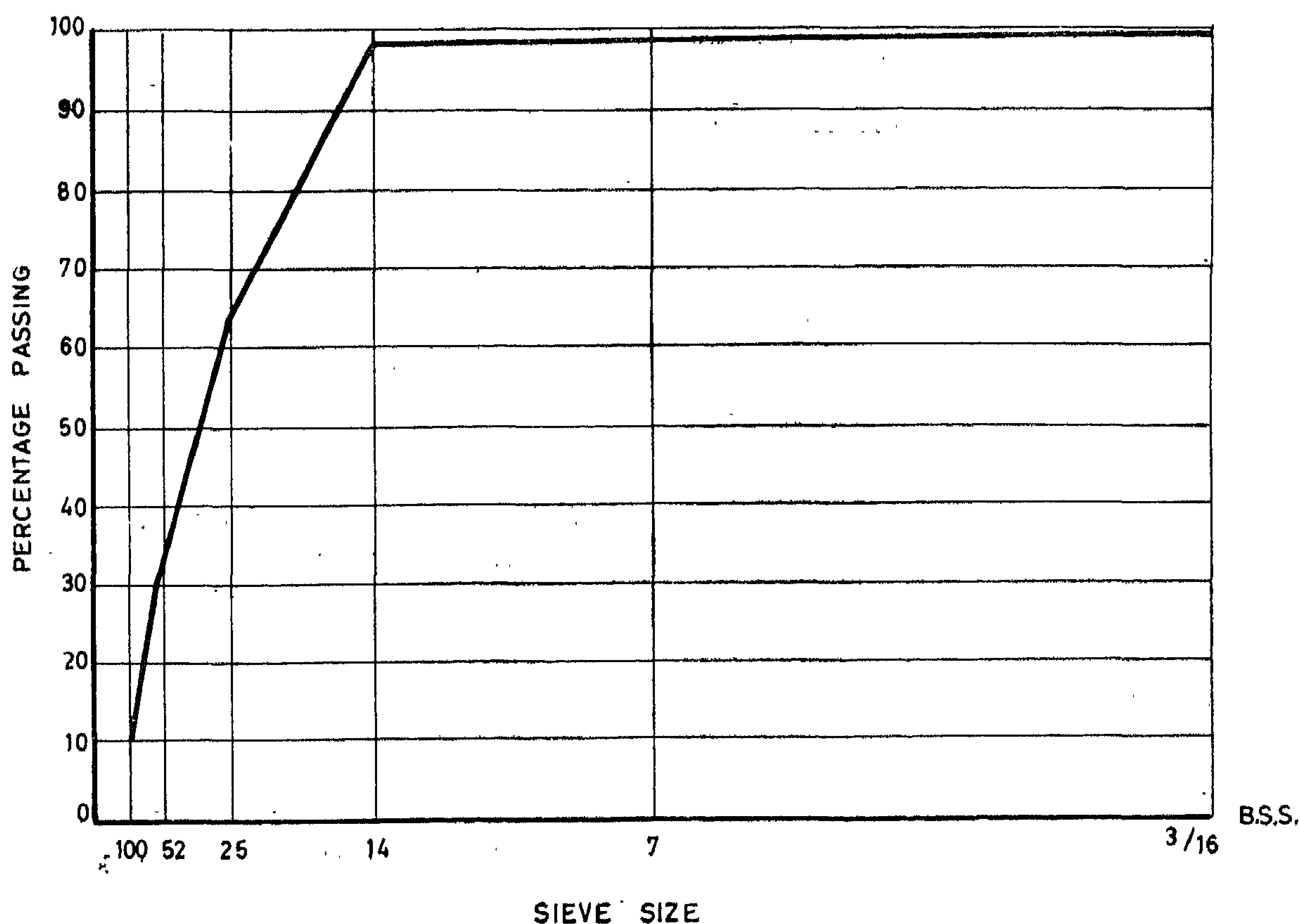


FIG. 15 SIEVE ANALYSIS OF SAND FROM KM. 90.00 QUARRY

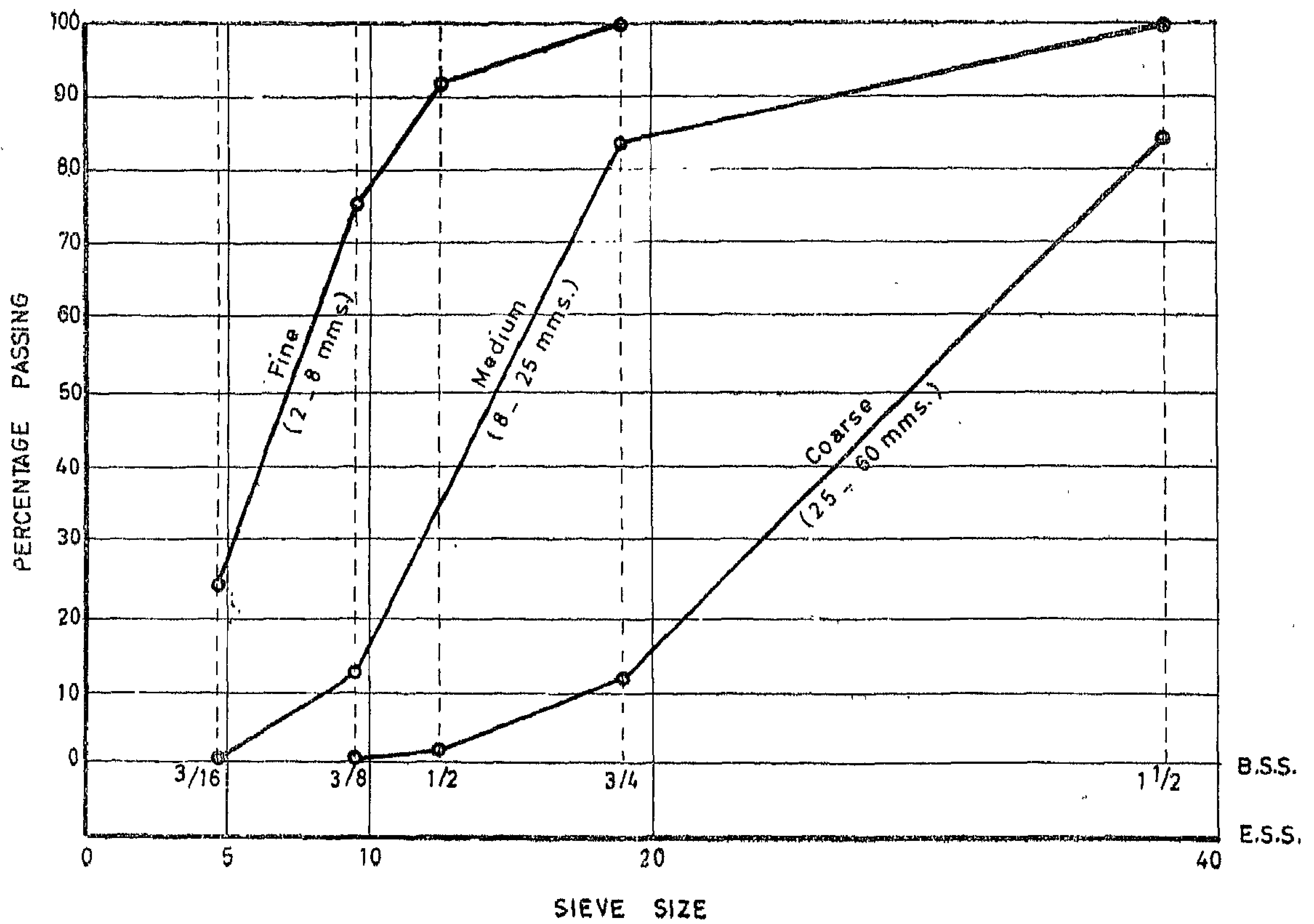


FIG. 13 SIEVE ANALYSIS OF ATTAKA CRUSHED LIMESTONE

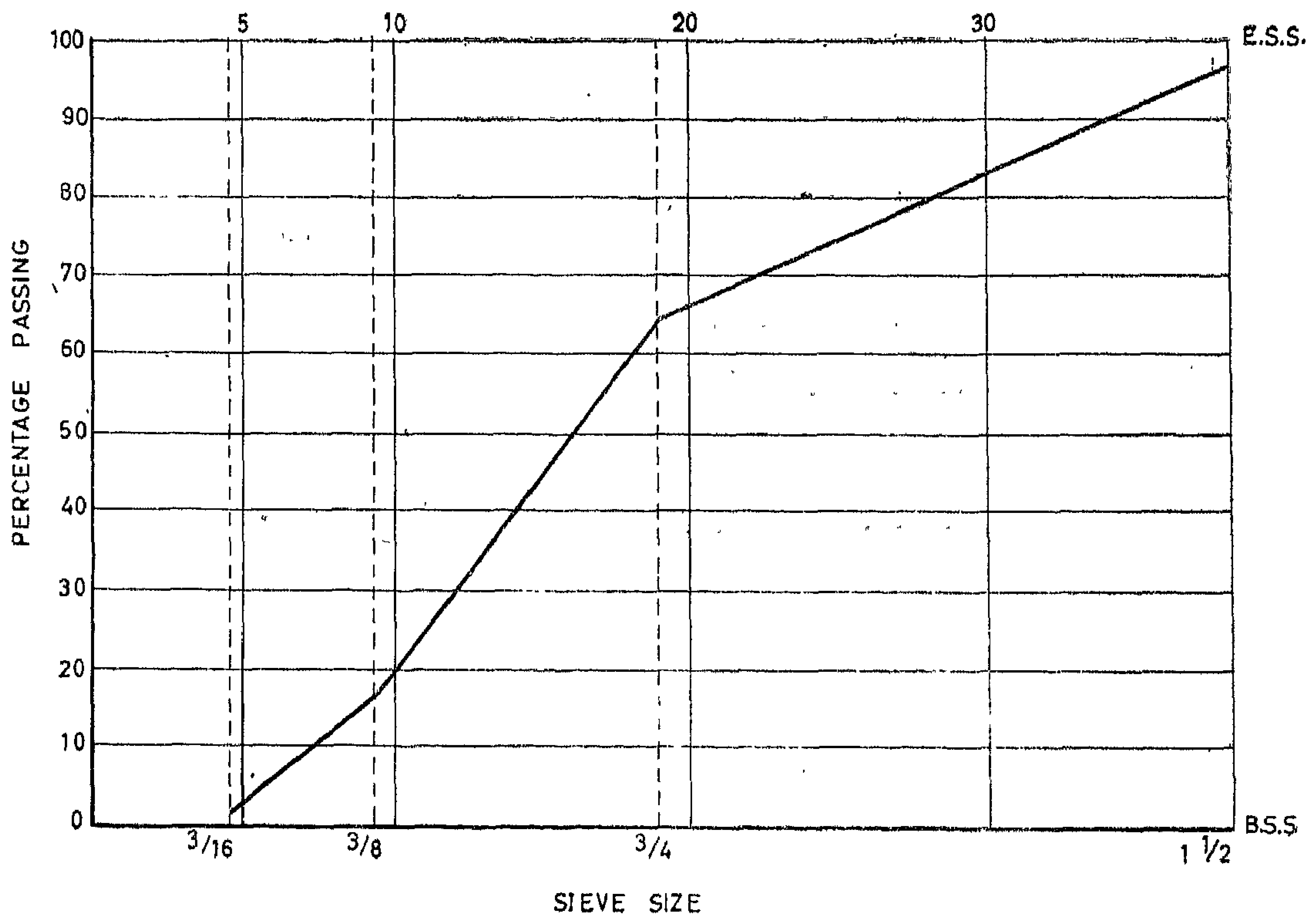


FIG. 14 SIEVE ANALYSIS OF ABOU SWEIR GRAVEL

4.4 — Salinity of water at the exposure station:

The new water-sampler was used for taking samples of water at the exposure station to determine the salinity of water at this region. The samples were taken at 3 levels, namely; at the surface, 1.0 m. and 2.0 m. deep. For salinity determination, the densities of the water samples at each level were first obtained, they were, 1.0304, 1.0305 and 1.0307 gm./ml. respectively. The temperature during the experiment was recorded, it was 22.0 °C.

Using the density-salinity curve, corresponding to the measured temperature, the saliniy values were determined[7]. The results showed a very slight difference in salinity values at the measured levels which can be neglected. The reason may be attributed to the fact that the samples were taken very close to each other.

The salinity value determined for water at the exposure station was 42.50 gm/kg, which showed approximate confirmity with the values shown in Fig. (12).

4.5 — Characteristics of the materials used in the mixes :

a) *Coarse Aggregate :*

Crushed limestone supplied from the Attaka quarry has been used as the coarse aggregate in all the mixes, except for one mix in which gravel from Abou Sweir quarries was used. This was done for the purpose to compare between the behaviour in sea water of a concrete, made of limestone aggregate, with that made of gravel.

Table (4) shows the main characteristics of both types of aggregates. The grading curves of these aggregates are shown in Figs. (13 & 14).

TABLE (4) : Characteristics of Coarse Aggregates.

Characteristics	*Attaka Crushed Limestone*	*Abou Sweir Gravel*
Specific Gravity	2.706	2.616
Water Absorption	2.07%	0.8%
Crushing Value	23.55	21.8
Loose Unit Value	1400-1505 Kg/m³	1470 Kg/m³
Compacted Unit Value	1500-1630 Kg/m³	1680 Kg/m³

For further details about the physical, mechanical and chemical properties of the Attaka crushed limestone aggregate, see the paper[9], previously published by the authors about this subject.

b) *Fine Aggregate :*

Sand supplied from km. 90.000 Suez Canal sand quarry was used as the fine aggregate in the concrete mixes prepared for the present investigations.

TABLE 3 : Variation of Salinity along Suez Canal

Samples place	Salinity in gm/kg. of water			Remarks
	1.0 m.	12.0 m.	12.0 m.	
100. Hm	38	38.7	38.7.	Port Said
50	38	39.0	41.7	
0 Km	38.9	39.9	42.2	
5	40.5	42.3	43.3	
10	42.7	43.1	43.3	
15	42.6	42.8	43.5	
20	42.6	42.8	43.1	
25	42.5	42.5	43.1	
30	42.5	43.1	43.1	
35	42.4	42.2	43.1	
40	42.9	43.0	43.2	
45	43.2	43.2	43.3	
50	42.7	43.4	43.6	
55	42.1	42.7	42.4	
60	42.5	42.4	42.5	
65	42.0	42.2	42.4	
70	42.0	42.2	42.5	
75	40.1	42.0	42.0	Temsah
80	40.7	41.8	43.3	Lake
90	42.5	44.2	44.3	
95	43.9	44.1	44.5	
100	44.0	44.3	44.6	
105	44.1	44.6	44.8	Bitter
110	44.2	44.2	44.2	Lake
115	43.8	44.0	44.0	
120	43.5	43.6	43.6	
125	43.5	43.6	43.6	
130	43.0	43.3	43.4	
135	42.9	43.0	43.4	
140	42.6	42.6	43.4	
145	42.6	42.5	43.1	
150	42.1	42.3	42.6	
155	42.1	42.2	42.4	
160	41.8	42.1	42.3	Suez

4.3 — Salinity of Suez Canal water :

The salinity of the Suez Canal Water was sudied in 1951 by Dr. A. Ammar, the Director of Suez Canal Research Center. He determined the salinity of water at depths of 1m., 6m. & 12m. from the surface, at points 5 kms. apart along the Suez Canal from Port Said to Suez. The obtained results are shown in Table (3) and represented graphically in Fig. (12).

It will be seen from these results that :

a) The average salinity of Suez Canal water is about 42.50 gm./kg. at the surface, (not taking into account the lake regions).

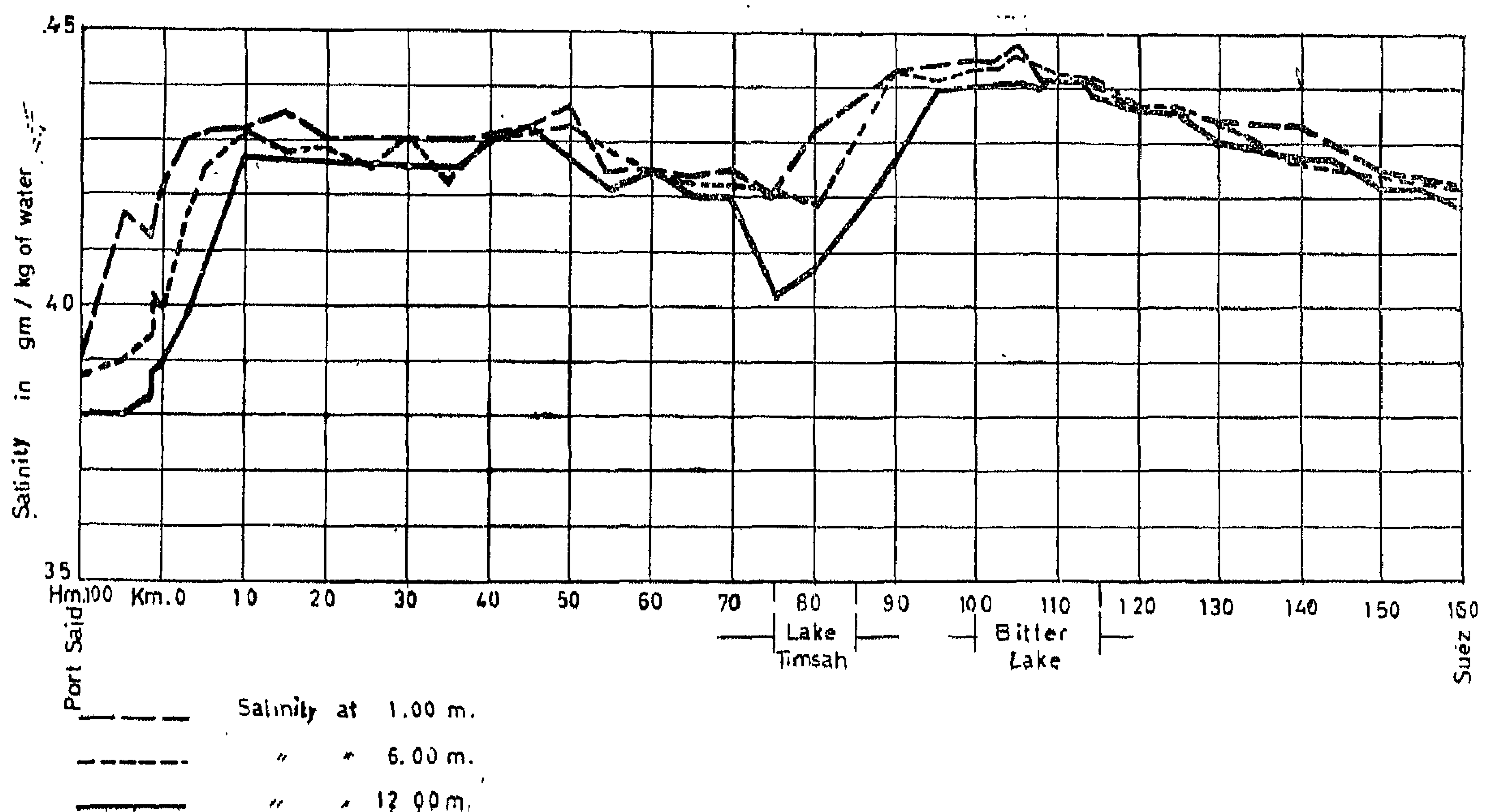
b) Salinity values at Port-Said and at Suez are approximately complying with values mentioned before.

c) The drop in the salinity values at km. 75.00, in the region of Timsah Lake is ascribed to the exit of the Ismailia Canal, where the fresh water finds its way into the lake.

d) The higher values of salinity at km. 100, in the region of the Bitter Lakes is due to the continuous evaporation of the calm water in the Lakes which helps the salts to precipitate.

e) The salinity values increase with the depth, specially in the regions of Port-Said harbour and Timsah Lake.

Fig. 12 Variation of Salinity along Suez Canal



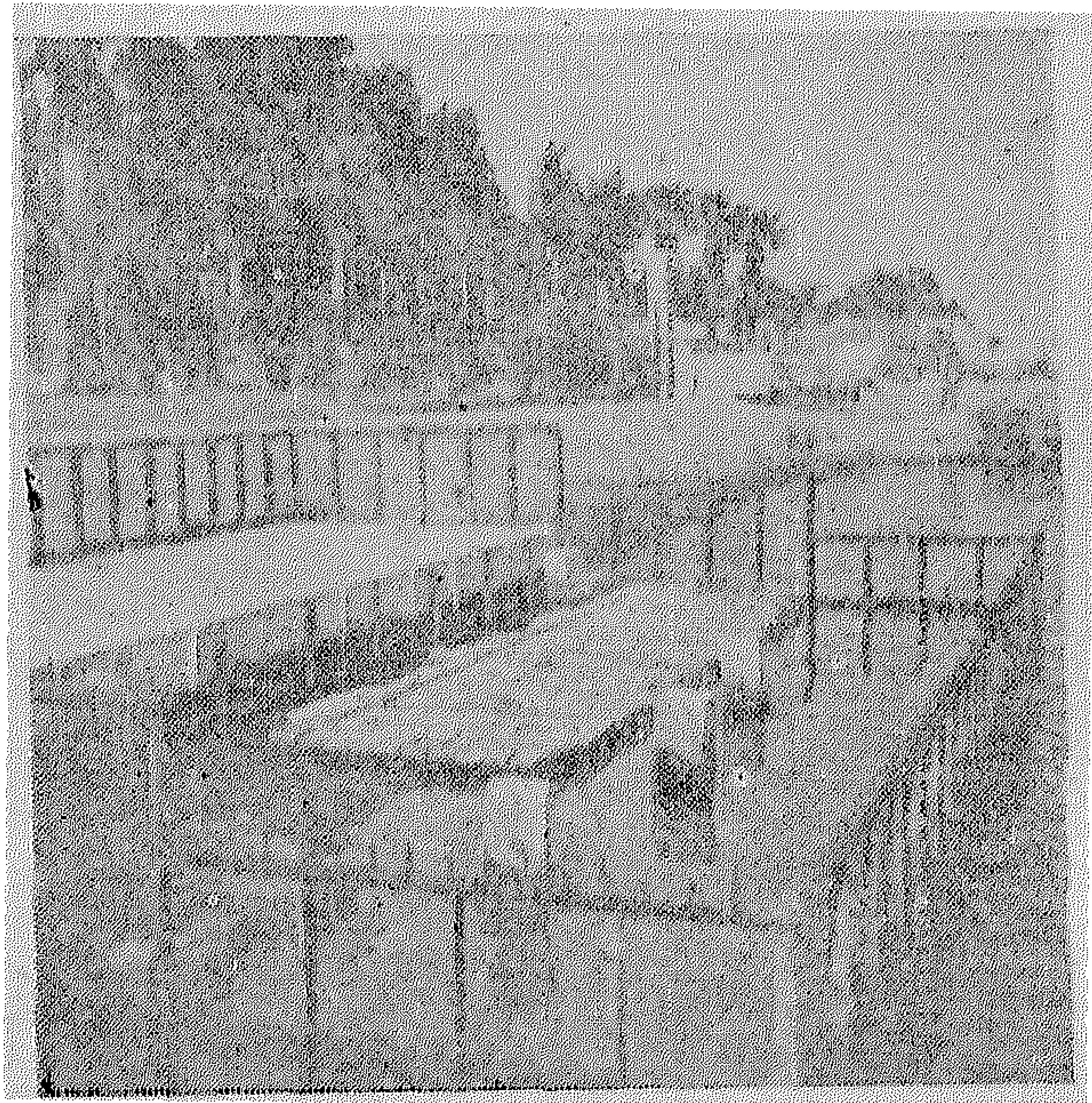


Fig. (9) — A View Showing the Arrangement of Cubes and Piles in the Station.

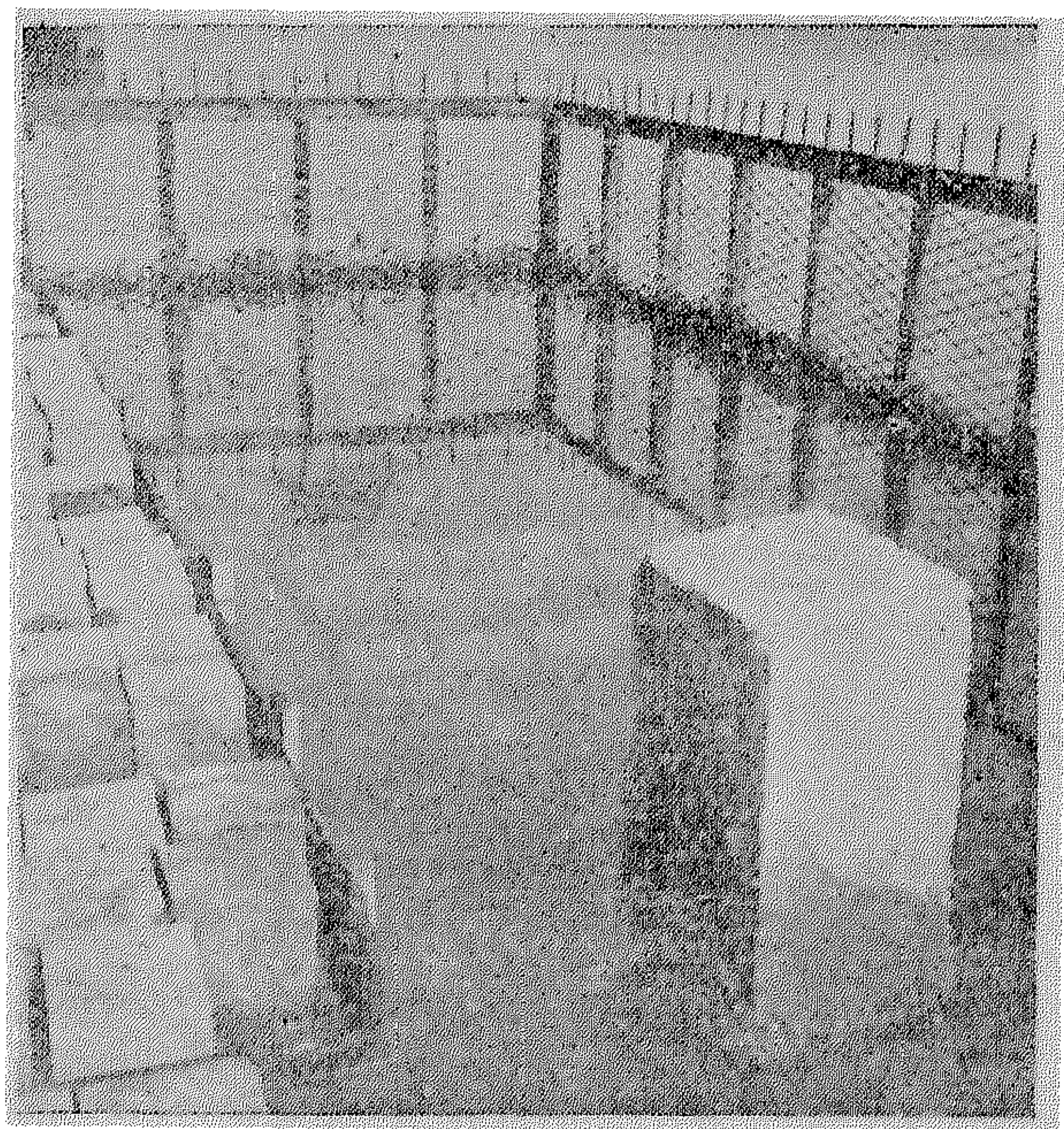


Fig. (10) — A View Showing the Fixed Timber Frames Used for Arranging the Different Mixes.

b) Rope F_1 is then pulled up, while rope F is released. The cylinder will thus go down, opposite to the action of the spring D, allowing the water to find its way inside the container.

c) Rope F is then pulled up while rope F_1 is released, the apparatus will then be closed due to the action of the spring D.

d) The apparatus is then pulled out and the samples are emptied and kept in clean dry bottles which are tightly closed and sent for analysis purposes.

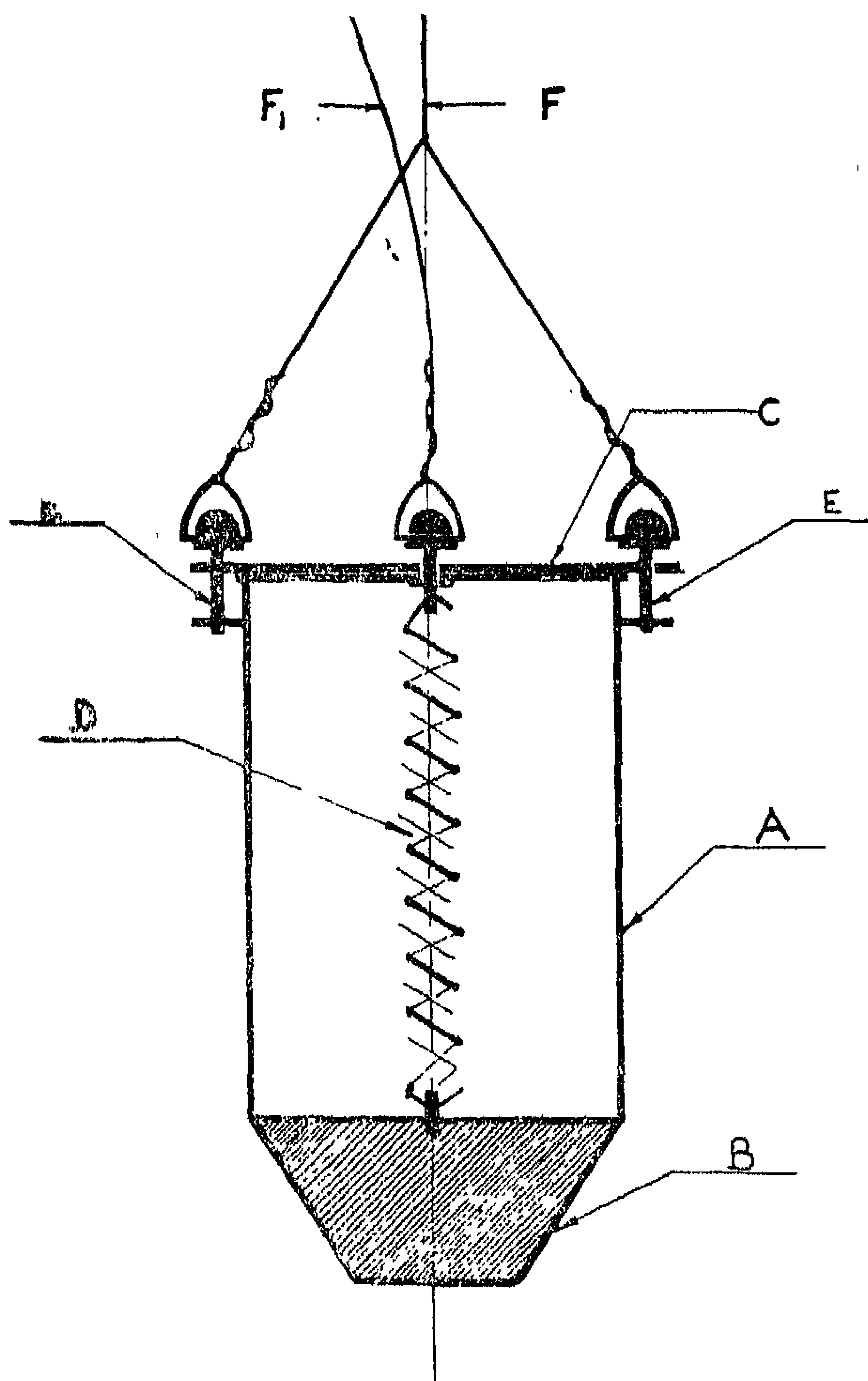


Fig.11 . Water sampler

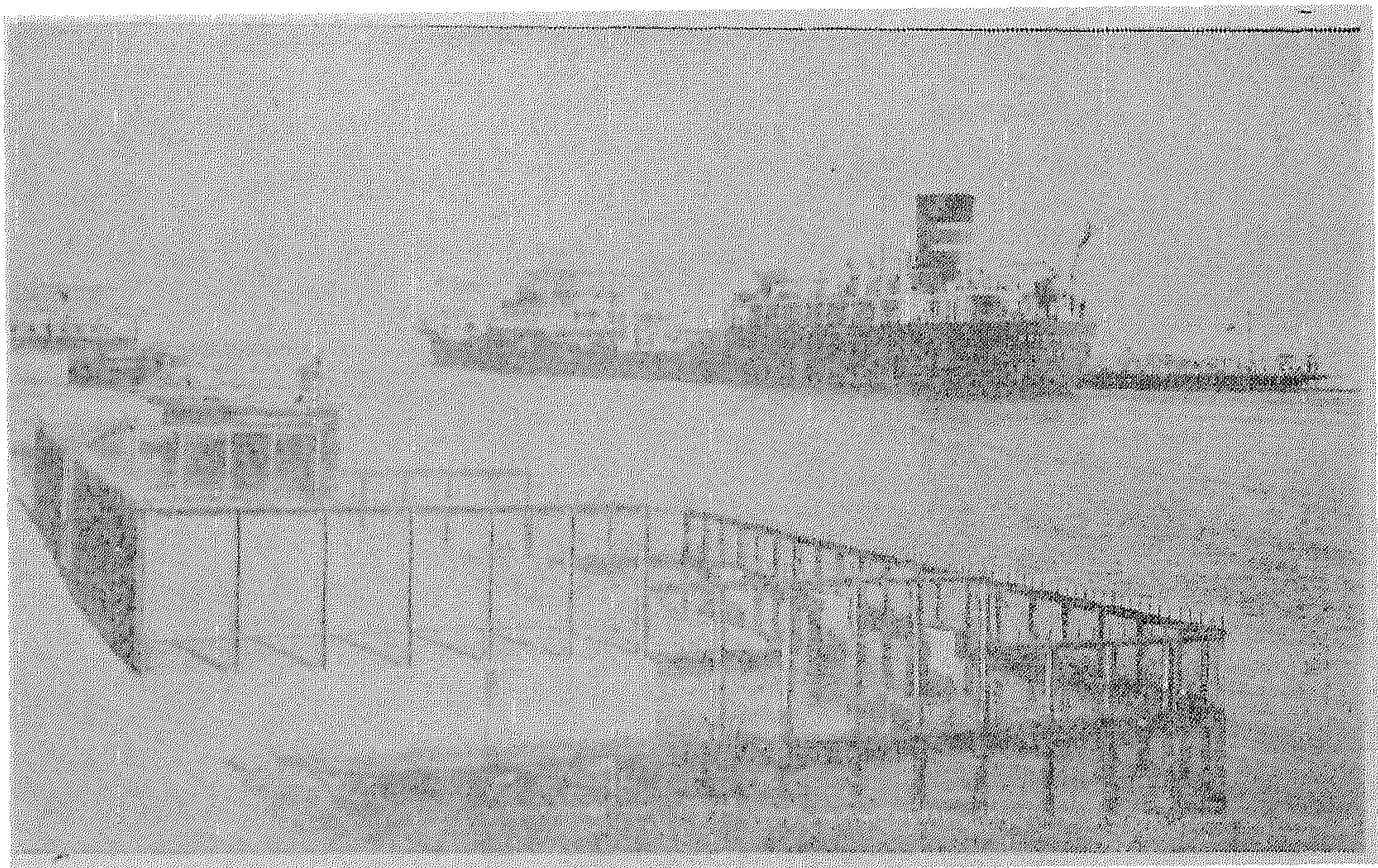


Fig. (7) — General View for the Station from Shore Side

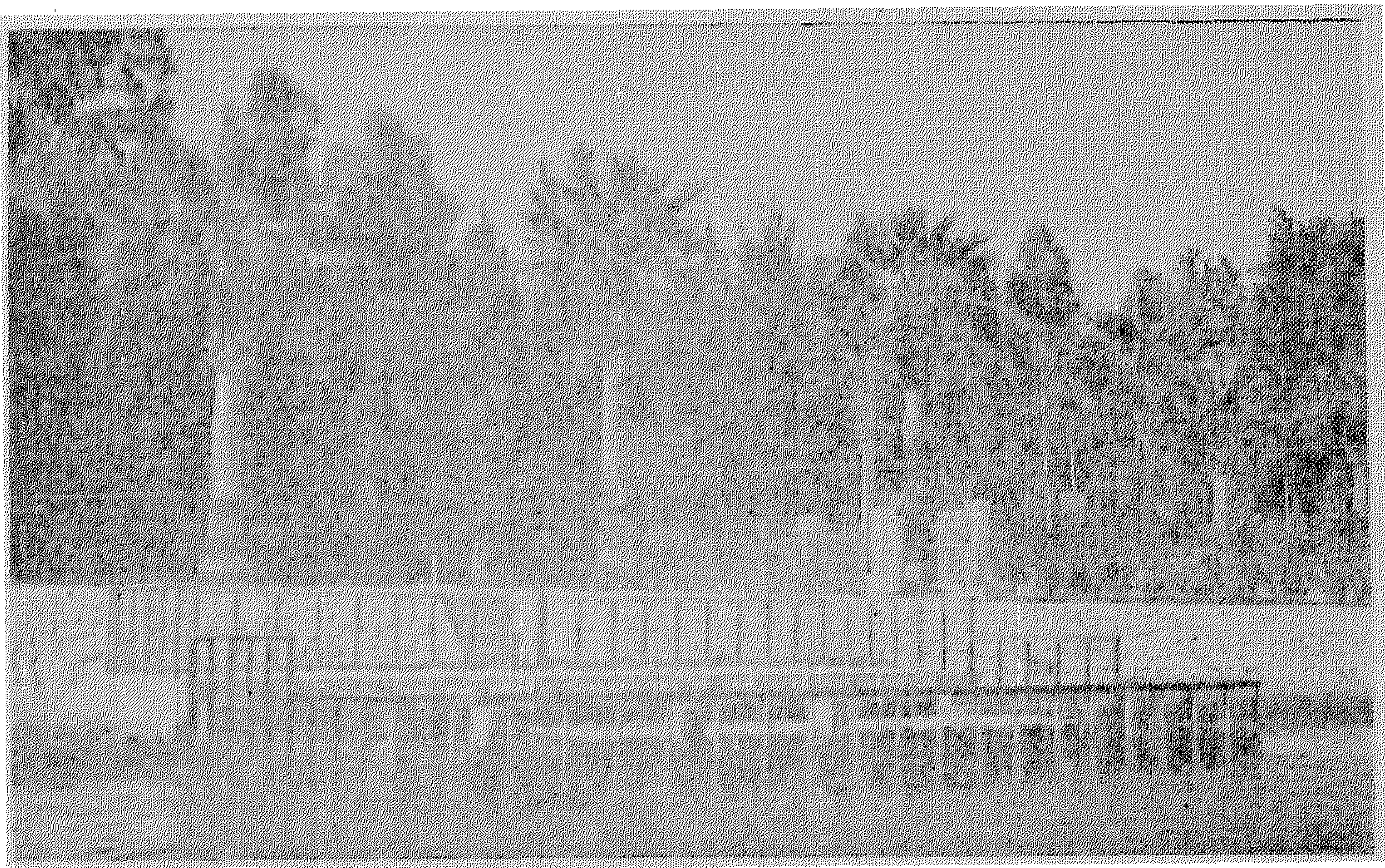


Fig. (8) — General View for the Station from Canal Side

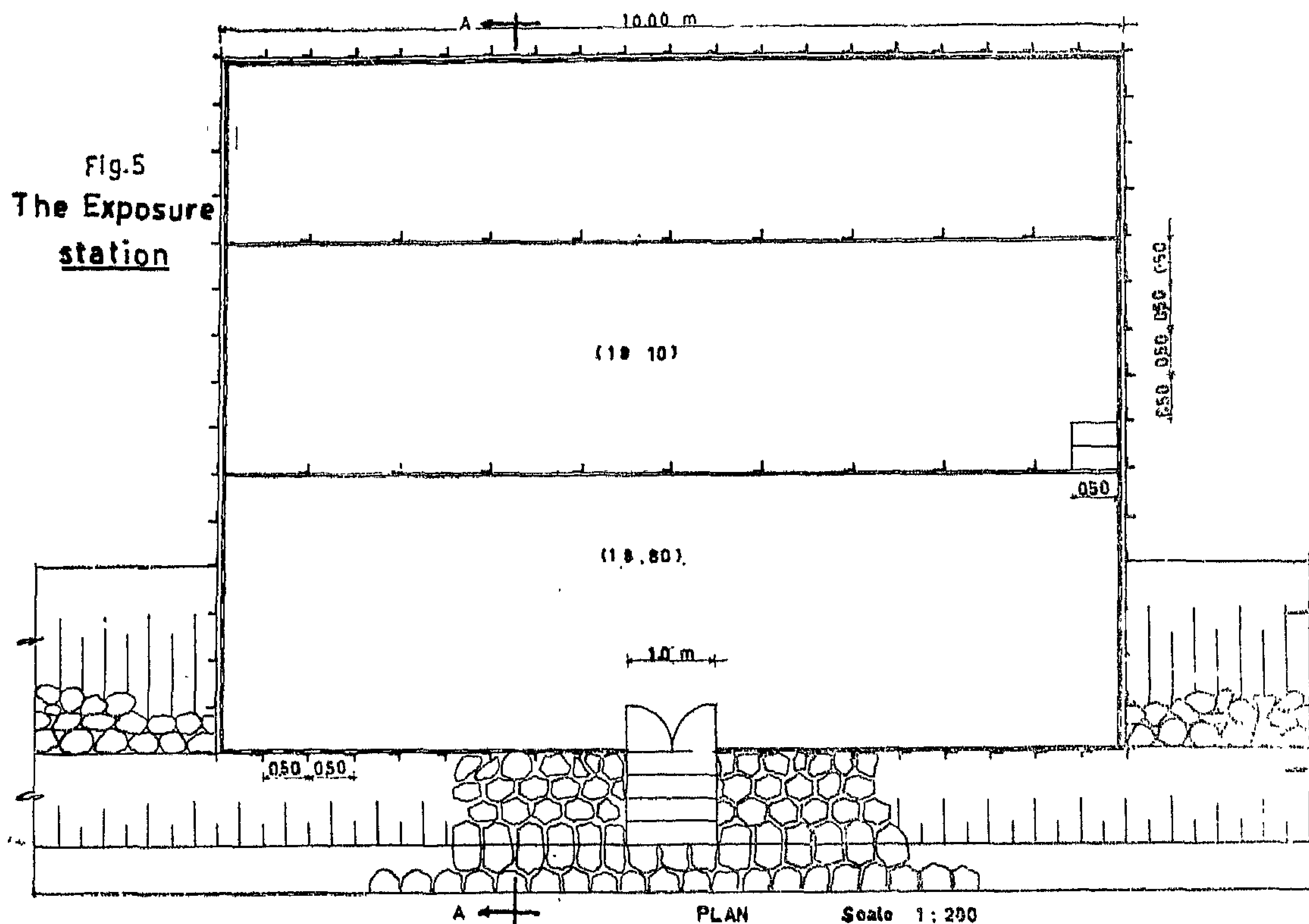


Fig.5
The Exposure station

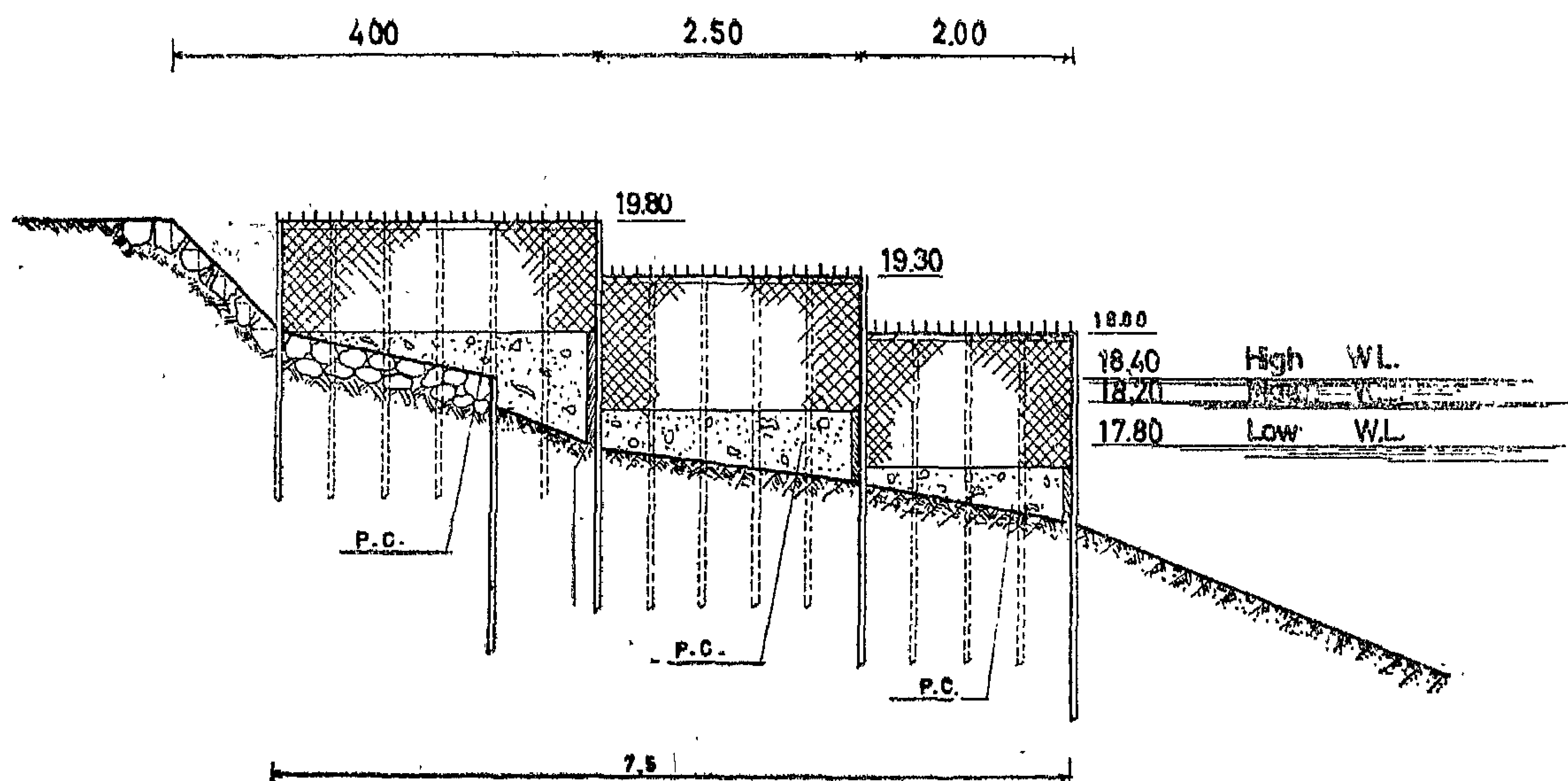


Fig. 6 Sec A-A in exposure station

4 — PRESENT INVESTIGATIONS.

4.1 — Construction of the exposure station:

An exposure station was constructed for the purpose of investigating the effects of sea water on concrete. It was located on the west bank of the Suez Canal, at km. 76,200. This site was chosen for the two following reasons :—

a) Salinity of the water in this zone corresponds fairly well to the average salinity of sea water in the canal.

b) The station is only about 2 kilometers from the Research Centre of the Suez Canal Authority where the laboratory tests are carried out.

The station has an area of 100 m^2, and is built in form of three steps, at three different levels. The lowest step forms a platform at level 17.60 m.*, and is always totally submerged since L.W.L. in the Canal is 17.80 m., which is in the tidal zone since the tide has a range of about 40 cms. and varies twice a day. The top step or platform at level 18.80 m. is above H.W.L., which is 18.40 m. in this region.

Concrete for the construction of the platforms was made up of crushed limestone from the Attaka quarry, and sand from km. 90.00 Suez Canal sand quarry.

For the two upper platforms the concrete was cast in the dry condition by the ordinary way, whereas for the lowest platform it was necessary to cast under water. A special funnel was used and care was taken to ensure that there was no water current during the casting.

The concrete for the south part of the station, over a width of one meter, was made with Sea Water Portland cement instead of the ordinary Portland type, which was used for the rest of station.

Special timber frames have been designed and fixed on the two lower platforms so as to maintain the specimen cubes in position, as they are subjected to the waves created by passing ships.

Figs. (5, 6, 7, 8) show details of construciion of the station, while Figs. (9 & 10) show the arrangement of the samples on the platforms.

4.2 — Design of a new water-sampler :

During the experimental work of the present investigations, an apparatus for taking water samples for salinity analysis was devised. This apparatus can also be used for the measurement of water density and turbidity.

The apparatus consists, as shown in Fig. (11) of the following main parts :

a) A steel cylinder "A" of 150 mm. diameter, 200 mm. height and 2 mm. wall thickness. A frustum "B" of 6 kg. in weight is fixed to the cylinder base.

b) A cover plate "C" of 166 mm. diameter which moves up and down on two guidin nails "E". A rubber disc is fixed in the cover to make the apparatus, when closed, totally water-tight.

c) Two wire ropes F & F_1 are attached to the cylinder and cover respectively. Rope F. with a length mark every 50 cm. is used for sinking the apparatus to the required level, whereas the other rope F_1 is used to allow water to fill the cylinder.

The method for taking water samples, using this apparatus, may be summarized in the following steps :

a) The apparatus is immersed to the required level using the rope F.

* The above mentioned levels are referred to the general levelling of the Suez Canal.

a. These portions of the structure are subjected continuously on one hand, to wetting of surfaces due to tides and waves, and on the other hand, to drying due to evaporation caused by sun and winds. In such conditions, crystals of salts are built gradually in the concrete pores, which by time, cause the disruption of the concrete.

b. In locations where the temperature of the sea water is relatively low, the disruption is due to effects of the freezing of the concrete above low-tide elevation by cold air and subsequent thawing by the sea water from the incoming tide, the repetition of this cycle, freezing and thawing, causes the disintegration of the concrete[4].

In the case of a reinforced concrete structure the trouble arising in the concrete in the tidal zone is more severe than in plain concrete.

This is due, in part, to the above mentioned causes which are similar in both plain and reinforced concrete and in part to the bursting of the concrete cover due to the corrosion of the embedded reinforcement[2, 13].

One theory to account for the rusting above low water level has been advanced by Sir Leopold Savile[13], "Steel is a good conductor of heat, concrete is a poor one. The temperature of the steel reinforcement near the waterline would correspond with the atmospheric temperature of the sea, the heat being easily conducted up from the points of contact. The temperature of concrete above waterline would correspond with the atmospheric temperature. At night when the air temperature falls, the outer skin of concrete would contract but steel would remain, for some distance above the water-line at the temperature of the sea. This would tend to put the concrete above sea level in tension, and the steel in unusual compression, and might, at least in the long run, destroy the bond of the steel and concrete, if not actually producing hair cracks in the concrete which would admit the necessary oxygen."

a dense and impermeable concrete. H.E. Square[2] states that with well-graded aggregates up to 1½ inches maximum size proportioned after the manner of Fuller's curve, satisfactory concrete can be obtained with a mix of 1:5 of cement to total aggregate. In addition, as shown by tests on graded mixtures, sands for marine concrete works should contain 1/3 to 2/3 of particles passing sieve No. 30 (A.S.T.M.)[23].

c) Coarse aggregates having a relatively larger difference in the thermal coefficients of expansion than mortar, may be responsible for failure of some concrete exposed to freezing and thawing effect[4].

3.3 — Content and kind of mixing water :

The mixing water is one of the main factors affecting concrete durability in sea water. This is due to two reasons : the first, mixing water content in the mix, the second, the kind of water used, fresh or salt, the latter is less dangerous than the other. Regarding this point, tests and investigation have showed the following :

a) *Mixing water content :*

It is concluded from laboratory tests and this is corroborated by the behaviour of maritime structures in practice that concrete exposed to sea water should have the lowest water-cement ratios possible, consistent with good workability and placeability[4, 19, 23, 24].

b) *Kind of the mixing water :*

Experience of the Corps of Engineers[4] has indicated that while salt water has been used successfully as mixing water for concrete, use of fresh water is better, particularly when the concrete contains reinforcing steel. Confirming with this conclusion, was the report written by R.J. WIG and others[23] in which they mentioned that sea water can be used in plain concrete but should not be used when the work is reinforced and exposed to air. This is due to the tendency of sea water in the mix to make reinforcements highly vulnerable to corrosion[24].

In conclusion, sea water can be used in mixing plain concrete, keeping in mind that the resulting strength will be about 10-20% less than when using fresh water[25]. This can be overcome by using less mixing water or more cement.

It can also be used in reinforced concrete immersed in sea water[24,25], provided the usual requirements to make the concrete withstand salt water, waves, etc., are observed, thus, the concrete should be as dense as possible, and the steel should be completely free from rust and have three inches cover at least.

3.4 — Level of exposure to sea water :

It was definitely observed that when trouble occurs in a concrete structure exposed to sea water is not the same in all the parts of the structure. It was noted that the parts of the structure which are continuously submerged, are less affected by Sea water attack than the remainder of the structure[2, 3, 11, 13].

As regards the relative deterioration of those parts which are above the low water-level, the observers are of two opinions, some are of the opinion that parts just above the high tide level, are more affected than portions between the two tides, while the others[3], and they are the majority, are of the opinion that all the damage in concrete structures exposed to sea water are due to the disintegration of the parts within the tidal range[10, 11, 18, 19]. This led one of them to believe that concrete should never be used in sea water between high and low tide levels[26].

It was concluded too, that disruption of the concrete, specially the porous type, within the tidal zone is due to the following[2,3,10,11]:

3 — FACTORS AFFECTING DURABILITY OF CONCRETE IN SEA WATER.

3.1 — Type and content of cement :

The cement effect on concrete durability depends on its content and type. Investigations have been carried out in many regions on concrete made with different types and contents of cement.

After a long time of exposure, the tests have shown the following :

A) *With respect to the cement chemical composition :*

a. The use of cement with tricalcium aluminate content in excess of 12 percent has resulted in a concrete that is nondurable particularly in warm sea water[4, 17, 18], 8% [10, 18], or even 6%[11] is recommended.

b. Using cements having a slight content of lime are recommended, this is obtained by adding to the Portland cement a pozzuolana or a blast furnace slag[12, 20].

c. The increased surface area of the cement due to fine grinding increases durability[10, 21]

In conclusion to what is mentioned above, types of well known cements can be arranged from the starchpoint of resisting sea water action as, alumina cement, slag furnace cement, rapid hardening Portland cement and ordinary Portland cement.

The fine grinding of Rapid Hardening Cement makes it more apt to resist sea water than Ordinary Portland cement. However, this type of cement is dangerous, particularly in big masses, unless handled by experienced operators due to the possibility of relatively high shrinkage with subsequent cracking.

b) *With respect to the cement content in the mix :*

It has been observed from investigations carried by I.L. TYLER (USA)[22], F. CAMPUS (France)[20], R.E. STRADING (Britain)[19], and others, that rich concrete mixes show greater durability in sea water than lean mixes.

A mix with one part of cement to five parts of total well-graded aggregate is satisfactory for concrete maritime works. However mixtures containing mortars leaner than one part of cement to two parts of fine aggregate should not be used in maritime structures[23].

In conclusion, durability of concrete is increased by increasing the cement factor on condition special care is taken in big concrete masses to prevent creation of cracks.

3.2 — Type and properties of aggregates :

As regards to the effect of the aggregates on durability of concrete in sea water, the following has been observed :

a) Sound, dense, tough and non-absorbent aggregates contribute to the durability of concrete[1, 4, 11, 13, 18]. In addition, the aggregate should be non reactive to the cement of sea water, i.e. chemically neutral or basic, free from oil and other deleterious substances, such as feldspar. Aggregates containing minerals which are reactive with sodium and potassim oxides of Portland cement are not recommended. However, it was ascertained that gravel and sand used in the making of concrete have no deleterious action from the stand point of chemical and physico-chemical changes which cause deterioration of concrete[5].

b) Well-graded aggregate is more important in making concrete for use in sea water than for almost any other type of construction, because it is necessary to obtain

As a matter of fact, the ability of concrete to withstand these mechanical effects depends on the quality and the structure of the concrete itself. Weak concrete is abraded, honeycombed areas become full cavities, laitance seams become extended voids, construction joints and poor planes tend to chip and widen at their edges and sharp corners and projections become broken and knocked off. Moreover, it has been observed that chemical disintegration cannot take place unless the original surface, is first abraded or eroded by mechanical means. On the other hand, strong, sound concrete that is uniformly dense and impermeable will be durable and reasonably permanent[10, 11].

2.3 — The freezing and thawing action :

In a country where considerable frost is encountered during the winter season, concrete is exposed to the detrimental effects of frost action. This feature is explained by P.D. Miesenhel as follows[14] :

"It is recognized that when liquid water changes to ice, an expansion occurs and, if confined, the force developed by the expansion is of magnitude much greater than strength of most materials. The water which is absorbed by concrete during longer exposure may be extremely small in quantity, but critical when the concrete is exposed to freezing. Confined, the force exerted by expanding, ice will rupture the concrete."

Inge Lyse[15], added that the failure is not only due to frost action, but also to thawing action. He described this feature as follows :—

"A concrete saturated with water will be subjected to the bursting action as the water in the concrete freezes and the subsequent release of this internal pressure, as the ice melts during thawing. The action of freezing and thawing is, thus, a repetition of loadings and unloadings of the internal structure of concrete. The rapidity at which freezing and thawing takes place and the number of these cycles are of considerable importance for the durability of concrete."

These features are common in case of porous concrete and in case of vertical construction joints and expansion joints which may maintain a wet condition for absorption during a longer time.

Hommer Hadely in his paper "Concrete in Sea Water"[11] mentioned that the disruption of porous concrete by freezing of absorbed water is independant of sea water, however, it occurs in fresh water.

But the results of the comparative tests carried out by Inge Lyse on the effect of freezing and thawing in fresh water and in sea water on the durability of concrete, showed that the effect of freezing and thawing of concrete in sea water is much more severe than in fresh water.

As regards the influence of the nature of the aggregate on the durability of concrete to withstand a freezing and thawing action, investigations on concrete containing limestone aggregates showed a degree of durability which is considerably below that of natural sand and gravel concrete[16].

2.4 — The biological action :

Soon after the structure gets into contact with sea water, marine growths of several species attach themselves to the surfaces.

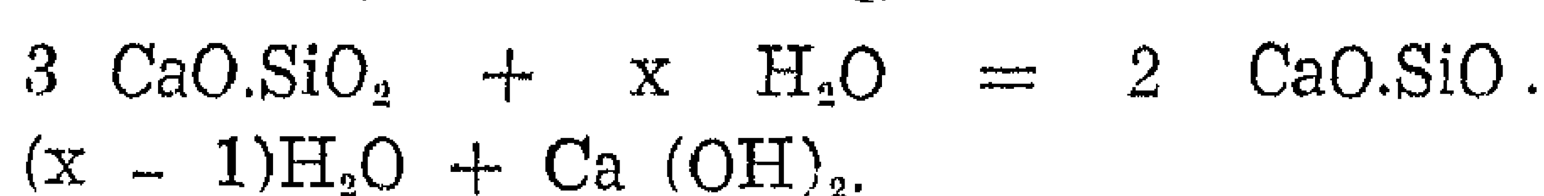
These marine borers have a destructive effect on concrete structures, specially on those in which softer kinds of aggregates, or too much mixing water have been used[1, 3]. Their effect becomes dangerous in reinforced concrete works as by penetrating through the softer part of the structure, sea water will find its way to the embedded reinforcement, and thus, corrosion and swelling will take place followed by rapid disintegration.

2 — ACTION OF SEA WATER ON CONCRETE

2.1 — The chemical action :

Owing to the salts contained in solution, sea water has a chemical action on concrete used in the construction of the maritime works. This chemical action exerts itself on the hydraulic binder (cement) which enters into the composition of mortar. The action may be described as follows:

The most important compounds of portland cement are : Tricalcium silicate, Dicalcium silicate, Tricalcium aluminate and Tetra-calcium aluminoferrite. A certain percentage of gypsum is always present for the regulation of the setting time. Brought into contact with water, hydrated calcium silicates, and free lime originate from the silicates. It is chiefly the tricalcium silicate which is responsible for the free lime[6, 10]. The quantity of this free lime, to which the chemical deterioration is attributed was found to be 13% of the cement used. It can reach 15 or 20, even 30% as demonstrated by tests carried out by some investigators.



$$3\ CaO.SiO_2 + x\ H_2O = 2\ CaO.SiO.(x-1)H_2O + Ca(OH)_2.$$

One of the main salts in sea water is magnesium sulphate which gives the following reaction with lime.



$$Mg\ SO_4 + Ca(OH)_2 = CaSO_4 + Mg(OH)_2.$$

Only the very slightly soluble magnesium hydroxide settles in the pores of the concrete and exerts a tightening and favourable effect. While for the formed calcium sulphate two states take place as follows[11].

a) In regions where the structure is exposed to a rapid current of water, this sulphate of lime is carried away, a new quantity of lime enters into solution, is in turn transformed into sulphate, the gangue thus decomposes continuously and finishes by forming only a sandy mass. Thus, the elimination of the lime in this way causes a weakening of the resistance and increase of the porosity[11, 12].

b) In regions of calm waters or having weaker currents or currents produced at rather long intervals, the calcium sulphate can, together with already present calcium sulphate in the sea water, form a super saturated solution from which gypsum crystals can be deposited and thus cause the expansion of the mortar[6, 11, 12]. It is to this cause that we may attribute the phenomenon of expansion and disintegration of the concrete particularly that of the weakened mass.

Another type of chemical attack that causes disintegration in marine concrete structures is attributed to the reaction of the calcium sulphate in sea water with the tri-calcium aluminate to form the insoluble calcium - sulpho - aluminate which has a great capacity to increase in volume by absorbing water of crystallization, as indicated by the following equation, and thus destroying the concrete[28] :



$$3(CaSO_4.\ 2H_2O) + 3\ CaO.\ Al_2O_3 + 25-27\ H_2O =$$



$$3\ CaO.\ Al_2O_3.\ 3\,CaSO_4.\ 31-33\ H_2O$$

Calcium sulpho-aluminate.

2.2 — The mechanical action :

Concrete structures in sea water are subject to the physical action of waves, wash of ships, flotsam, currents, alternating wetting and drying due to sprays and tides, cutting action of sands, etc., which are considered to be the mechanical forces that cause the deterioration of the concrete[1, 3, 11]. In addition rupture caused by chemical and frost action is a type of the mechanical action, as in the first, the rupture is due to the force developed by the crystallization of salts in concrete pores[13] and in the second, is due to the force created by the expanding ice[11, 14, 15].

portance, not only to cover the above mentioned needs but also to help those in charge of the new constructions and improvements in the harbours of the Suez Canal and Red Sea regions and get them to use more efficiently this type of concrete in the erection of quay walls and other marine structures.

A few months ago, the authers published a paper[9], dealing with the properties of Attaka limestone and the study of its suitability as a concrete aggregate. In that paper the optimum conditions for obtaining high quality concrete from Attaka limestone, were determined. The properties, in the fresh and hardened states, of this type of concrete were studied. Also, the effect of heating to high temperatures was studied on this type of concrete in comparison with other types of concretes.

The purpose of the present work is to study the behaviour in sea water of the crushed limestone concrete under the local conditions in our country and specially in the Suez Canal, with due consideration to the temperature, the salinity along the Canal shores, the local materials used in making the concrete and the waves and currents created by the passing ships. The present paper includes also the study of the following factors on the durability in sea water of the Attaka crushed limestone concrete :

a) Cement Content in the Mix.
b) Mix Consistency.
c) Type of Cement.
d) Type of Aggregate.
e) Type of Mixing Water.
f) Exposure Level.
g) Type of Curing water.

showed that salinity is greater in the South hemisphere than in the Northern hemisphere, moreover it is greater in the tropical regions than in the polar regions.

c. *Variation with the months through the year :* Salinity variation through the year is due to river floods, which find their way to the sea. Along our north shores, there is no doubt that, salinity decreases in August , September and October, during the period of the river Nile flood.

C) *Salinity of Seas Surrounding the U.A.R.:*

As all marine constructions erected in the U.A.R. are exposed to the effects of the Mediterranean and Red Sea waters, a brief description of salinity in these two seas will be given here.

For the Mediterranean, the salinity varies from 36.50 gm/kgm. to 39.00 gm/kg. Salinity decreases towards the Norh where it attains 16.00 gm/Kgm. in the Black Sea.

For the Red Sea, the salinity is not more than 40 gm/kgm., this figure decreases from North to South. It attains 41.00 in Suez Gulf (and even 43.C0 at the exit of Suez Canal) and 37.00 at Bab-El-Mandeb.

Table (2) shows the salinity of the different seas and oceans surrounding the U.A.R.

Table (2) : Salinity of Seas Surrounding the U.A.R.

Ions		*Atlantic Ocean*	*Baltic Sea*	*Mediterranean Sea*	*Red Sea*	*Indian Sea*
Chloride	Cl	55.19	55.01	55.53	55.60	55.41
Bromide	Br	0.18	0.13	0.18	0.13	0.13
Sulphate	SO_4	7.91	8.00	7.74	7.65	7.79
Carbonate	CO_3	0.21	0.14	0.19	0.02	0.05
Sodium	Na	30.26	30.47	30.37	30.81	30.89
Potassium	K	1.11	0.96	1.09	0.97	0.85
Rubidium	Rb	—	0.04	—	0.04	0.03
Calcium	Ca	1.24	1.67	1.26	0.89	1.16
Magnesium	Mg	3.90	3.53	3.64	3.87	3.67
Other Ions	—	—	0.05	—	0.02	0.02

1.3 — Purpose of present work :

After thé Suez Canal was nationalized in 1956, many projects for the improvement of navigation in the waterway were initiated. Thus, when the 8th. Improvement Program was completed in 1960, it was followed by the vaster Nasser Project. Both these projects aim at the widening and deepening of the Canal, so that ships of bigger tonnage and in greaer number may transit in safely.

This in turn made it necessary to demolish all the existing revetments and structures in the way of the widening and to replace them by new constructions according to the new alignments. For these new constructions, thousands of cubic meters of concrete had to be made, using crushed limestone aggregate from the Attaka quarry. This type of aggregate may be recommended in this case, to other types of natural aggregates, because transportation by barges reduces greatly the cost of the material.

An extensive study of the properties and the behaviour in sea water of the Attaka crushed limestone concrete, is of vital im-

Hereafter, we give a brief description of the different factors affecting concrete in seawater, followed by the experimental investigations carried out on crushed limestone concrete taking into consideration, in general, the local conditions in our country and specially in the Suez Canal with due consideration to the waves and currents created by the passing ships.

1.2 — Salinity of sea water :

According to Knudsen(7), the salinity of water may be defined as the weight in grams (in vacuum) of solid elements that can be found in a volume of water weighing one kilogram (in vacuum) when the solid elements are dried at 480 °C. until constant weight. It is normally about 35 gms/Kgm.

A) *Salts in Sea Water:*

Salts in sea water are generally composed of two groups : principal salts and secondary salts.

Hereafter is the approximate composition in weight, of the principal salts contained in one kilogram of sea water(8) :

Table (1) : Principal Salts in Sea Water.

Components		*Wt. in gm/kgm.*	*% of total solids*
Sodium Chloride	$NaCl$	27.3	77.8
Magnesium Chloride	$MgCl_2$	3.4	9.7
Magnesium Sulphate	$MgSO_4$	2.0	5.7
Calcium Sulphate	$CaSO_4$	1.3	3.7
Potassium Chloride	KCl	0.6	1.7
Calcium Carbonate	$CaCO_3$	0.1	0.3

Sea water contains traces of all known salts, because oceans are constantly supplied with water through rivers that flow from every continent.

The secondary constituents constitute not more than 0.025% of principal salts.

It is a known fact that, although the quantity of salts contained in a kilogram of sea water is variable from one place to another (40 gms in the Red Sea, and less that 10 gms in the Baltic Sea), the proportion of the different salts, always remains the same.

For example, whatever the total quantity of salts may be, the proportion of sodium chloride will remain at 77.8% of the total.

This fact is made clear by the Table (2) which is a result of various analyses made on sea water from different parts of the world.

B) *Factors affecting salinity:*

a. *Variation with the depth:* Evaporation of water always takes place at the surface, leaving salts to precipitate down, thus increasing the salinity in the deep water. That is made quite clear by Fig. (12), which represents salinity of the Suez Canal.

b. *Variation with the latitudes:* Krummel calculated the variation of salinity with the different latitudes. His calculations

tion of the concrete, but also to oxidation of the metallic reinforcement which, by its expansion produces decomposition of the superficial layer of concrete by which it is encased.

Investigations and experiments were carried out in many locations in the world to secure information as to the behaviour of both plain and reinforced concrete in seawater, involving the climatic conditions, types of cements, types of aggregates and the concrete admixtures.

Experimental exposure stations have been installed for this purpose in many locations in the world (Figs. 3 & 4), so as to carry out these experiments under conditions as nearly as possible, comparable with those occurring in actual engineering practice. On the other hand, laboratory tests are carried out to evaluate the chemical action of seawater on concrete. In performing such tests, artificial seawater, with more concentration of salts than normal, are usually used to obtain conclusive results in a short time of exposure.

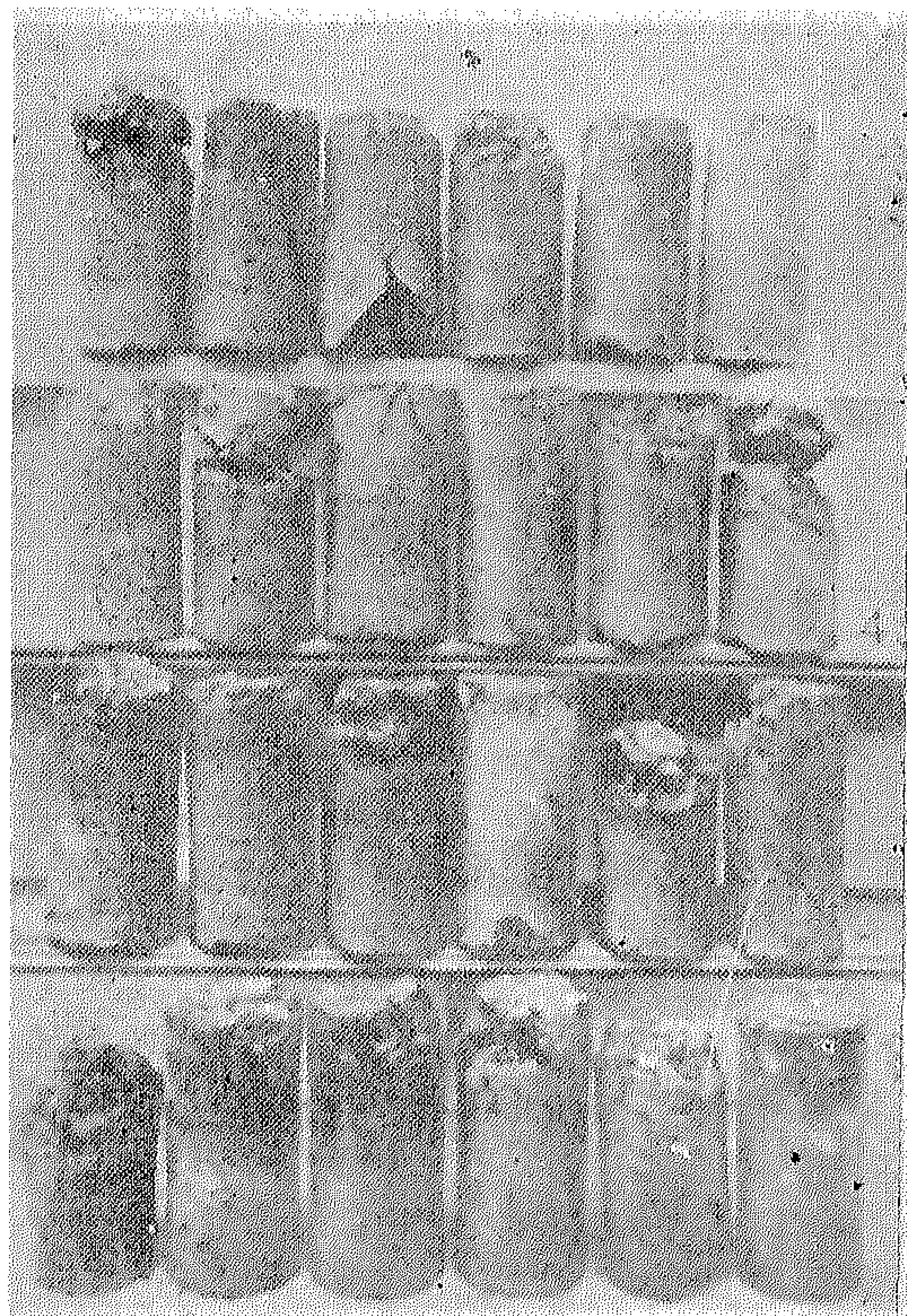


Fig. (4) — Specimens secured in artificial Sea Water of three times normal concentration at Wat Ford, England — after 3 - 3½ years.

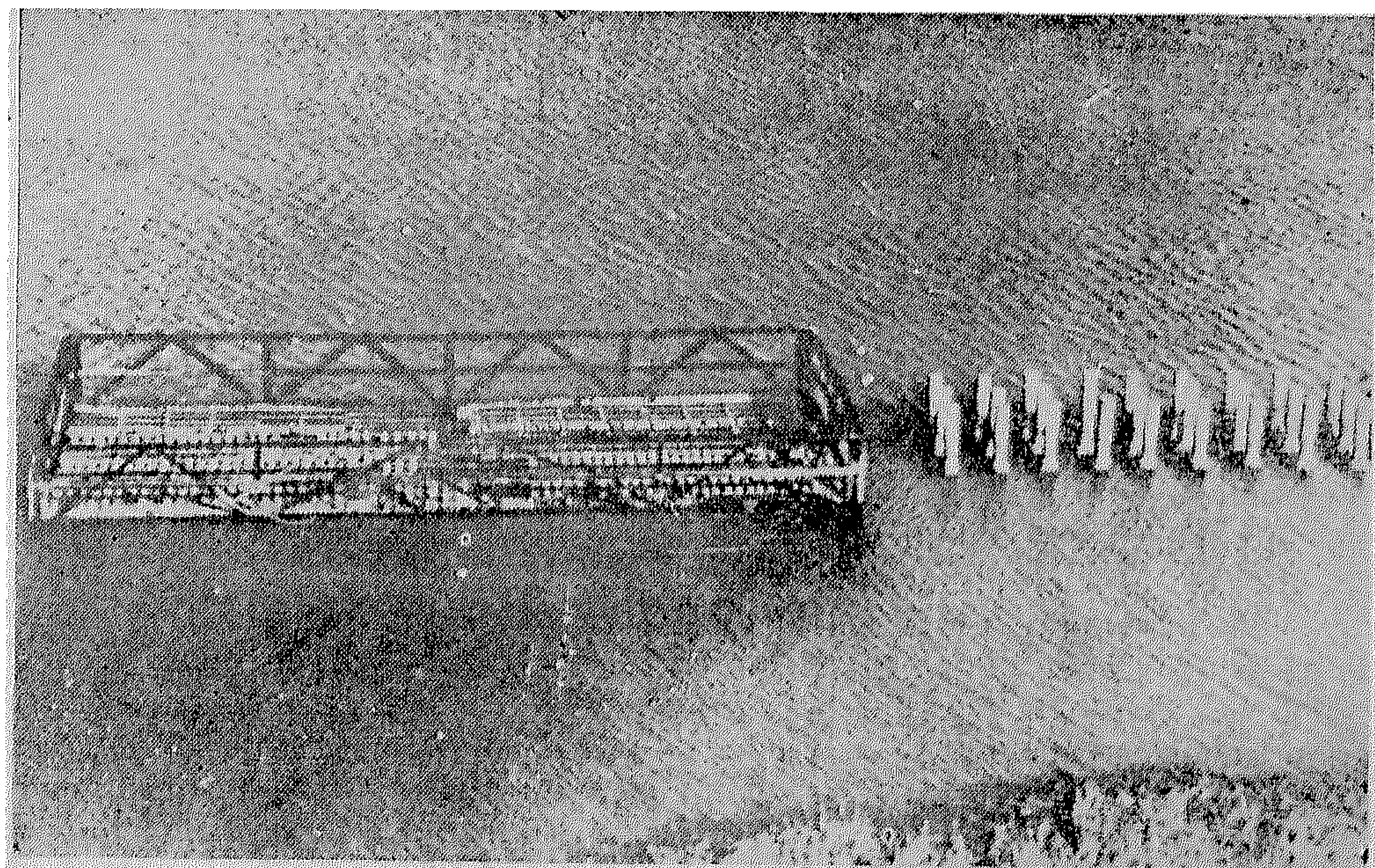


Fig. (3) — Exposure Station at Florida (U.S.A.)

1 — INTRODUCTION

1.1 — Importance of the study of the effect of sea water on concrete.

Concrete is one of the most universally used materials for marine structures, particularly for those built for continuous heavy use and for permanency. Results of extended observations of concrete marine structures in some countries as illustrated in figures (1) & (2), showed that all concrete structures deteriorate steadily and surely. This deteriorating effect of seawater on concrete appears in two ways [1,2]:

a) Breaking down of concrete as manifested by softening, cracking and progressive peeling of surfaces. This type of deterioration is confined to portions of structures actually immersed or from the the tide line down.

b) The cracking and spalling of the concrete resulting from the corrosion and expansion of the embedded steel reinforcement.

The factors that cause this deterioration can be summarized as follows [3] :

a) External factors which are due to the mechanical, physical or chemical action of sea water.

b) Internal factors which are related to the type and amount of the cement and water, the aggregates, the steel covering, the mixing, the placing and the curing.

The above mentioned factors vary from one country to another depending on the climatic conditions, which vary with the geographical location, and on the local materials introduced in making the concrete [4].

As an example, in locations where the temperature of the sea water is relatively high, the effect of the chemical action of the sea-water is considered to be the primary cause of disintegration. Conversely, in locations where the temperature of sea water is relatively low, the chemical action of sea water is retarded, and here the effect of freezing and thawing becomes the major cause of disintegration. Moreover, the effect of the chemical action of sea water varies with the salinity of the water, which in turn varies from one sea to another[5].

Both plain and reinforced concrete structures are attacked when exposed to sea water[6]. However, this attack takes a long time to become dangerous for the plain concrete, while for the reinforced concrete works is due not only to normal recomposi-

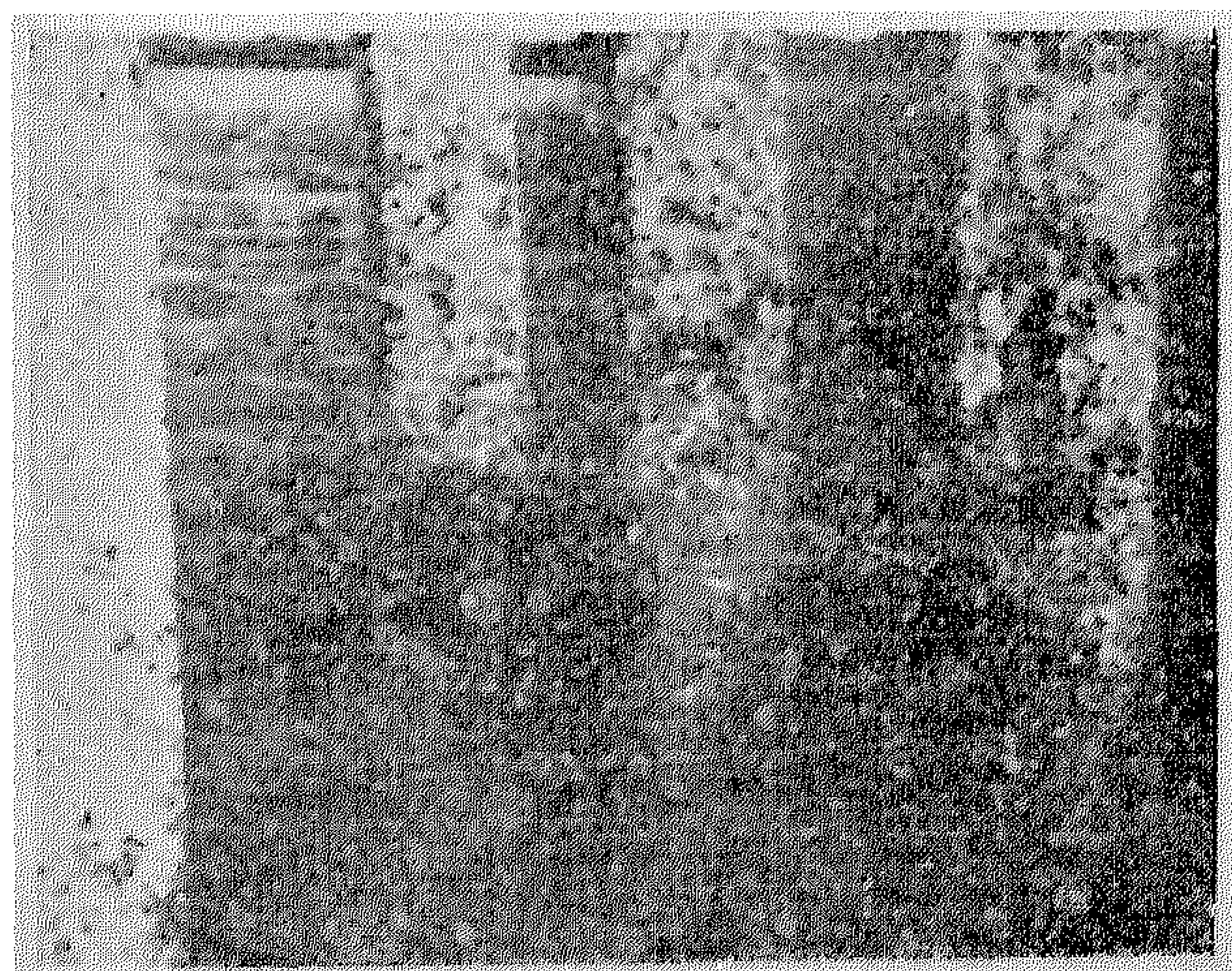


Fig. (1) — A view showing Sea Water attack at the the corners of test Piles

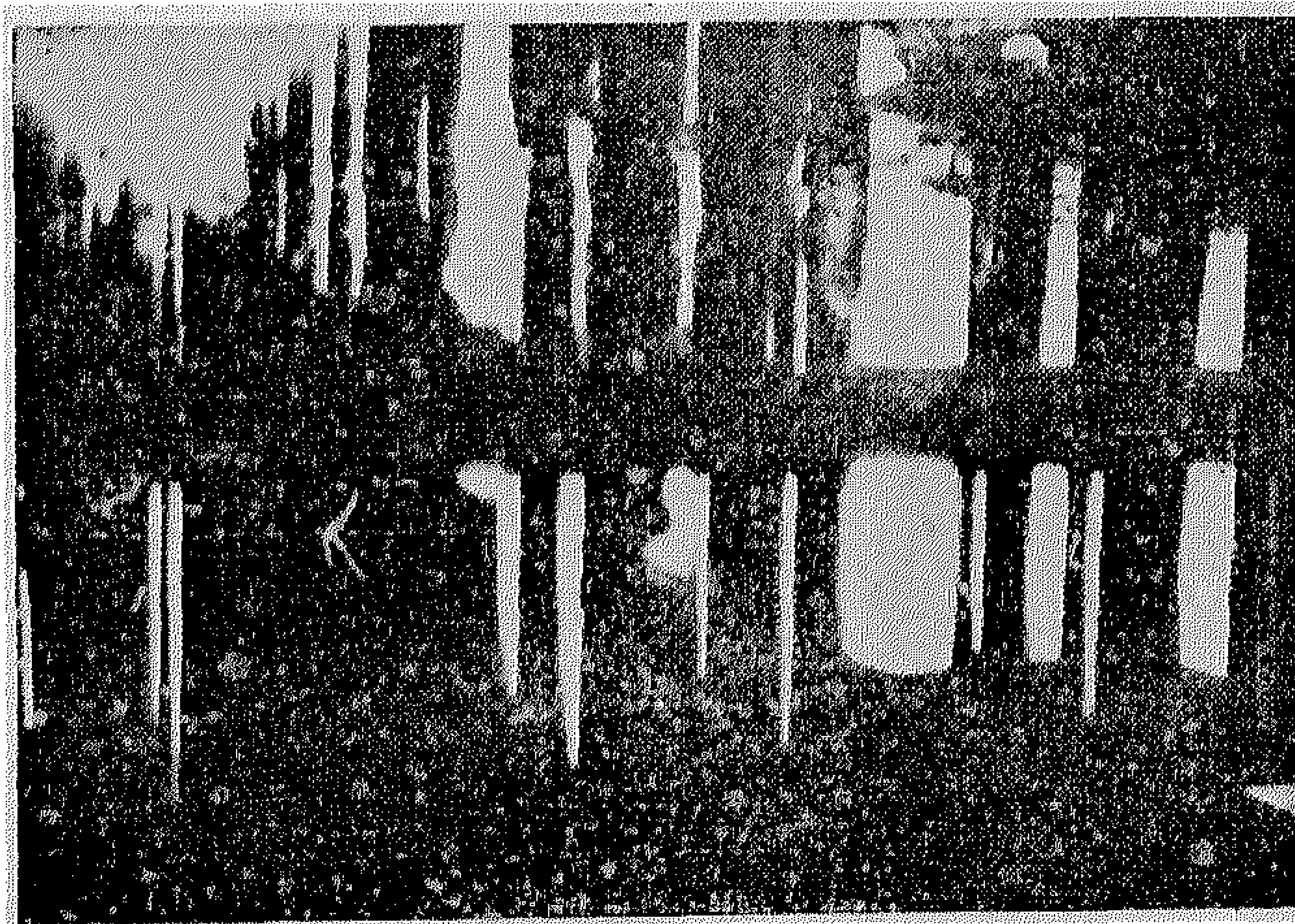


Fig. (2) — A view showing the Sea Water attack on the piles of Ashtoom-Elgamil Bridge

DURABILITY OF ATTAKA LIMESTONE CONCRETE IN SEA WATER

By

Dr. AHMAD EL-ERIAN,
Faculty of Engineering,
University of Cairo.

Dr. YAHIA EL-AGAMAWI,
Faculty of Engineering,
University of Cairo.

Eng. ABDEL HAMID SOLIMAN,
Suez Canal Authority, Ismailia.

SUMMARY

This paper deals with the study of the behaviour, in sea water, of the crushed limestone concrete under the local conditions in our country and specially in the Suez Canal, with due consideration to the temperature, the salanity along the canal shores, the local materials used in making the concrete, the waves and currents created by the passing ships.

A survey of the literature with respect to the action of sea water on concrete, the effect of the concrete constituents on its durability in sea water, and the relative deterioration of the different parts of a structure when exposed to sea water was presented in this paper. The salinity of seas surrounding the U.A.R. and the salinity along the Suez Canal were also surveyed.

For the present investigations, an exposure station was constructed on the west bank of the Suez Canal at km. 76.20. A new water sampler was designed and used for determining the salinity of water in the exposure station. The characteristics of the materials used in the mixes were studied. About 16 different mixes were designed, from which about 650 cube samples (15 × 15 × 15 cms.) and three piles (25 × 25 × 100 cms.) were prepared for the purpose of the present study.

The samples were inspected and tested after being cured in sea water for periods of 28 days, 3, 6, 9 and 12 months. The methods of inspection and testing included visual inspection, compression tests and chemical tests. On the basis of the experimental results obtained, the different factors affecting the durability of concrete in sea water were studied. These factors include: Cement Content in the mix, Mix Consistency (from 0 to 100 mm. slump), Type of cement used (3 types of cements were used; ordinary portland cement, blast furnace slag cement and sea water cement), type of aggregate used (Attaka crushed limestone and Abou Sweir aggregates were used), type of mixing water used (sea and fresh water). The effect of the exposure level (Two zones were considered — the tidal zone level and below the tidal zone level) was also studied.

The change in the sulpur trioxide content was studied in the case of mortar specimens before and after exposure to sea water. This study helped in the experimental verification of the causes of deterioration of concrete in sea water.

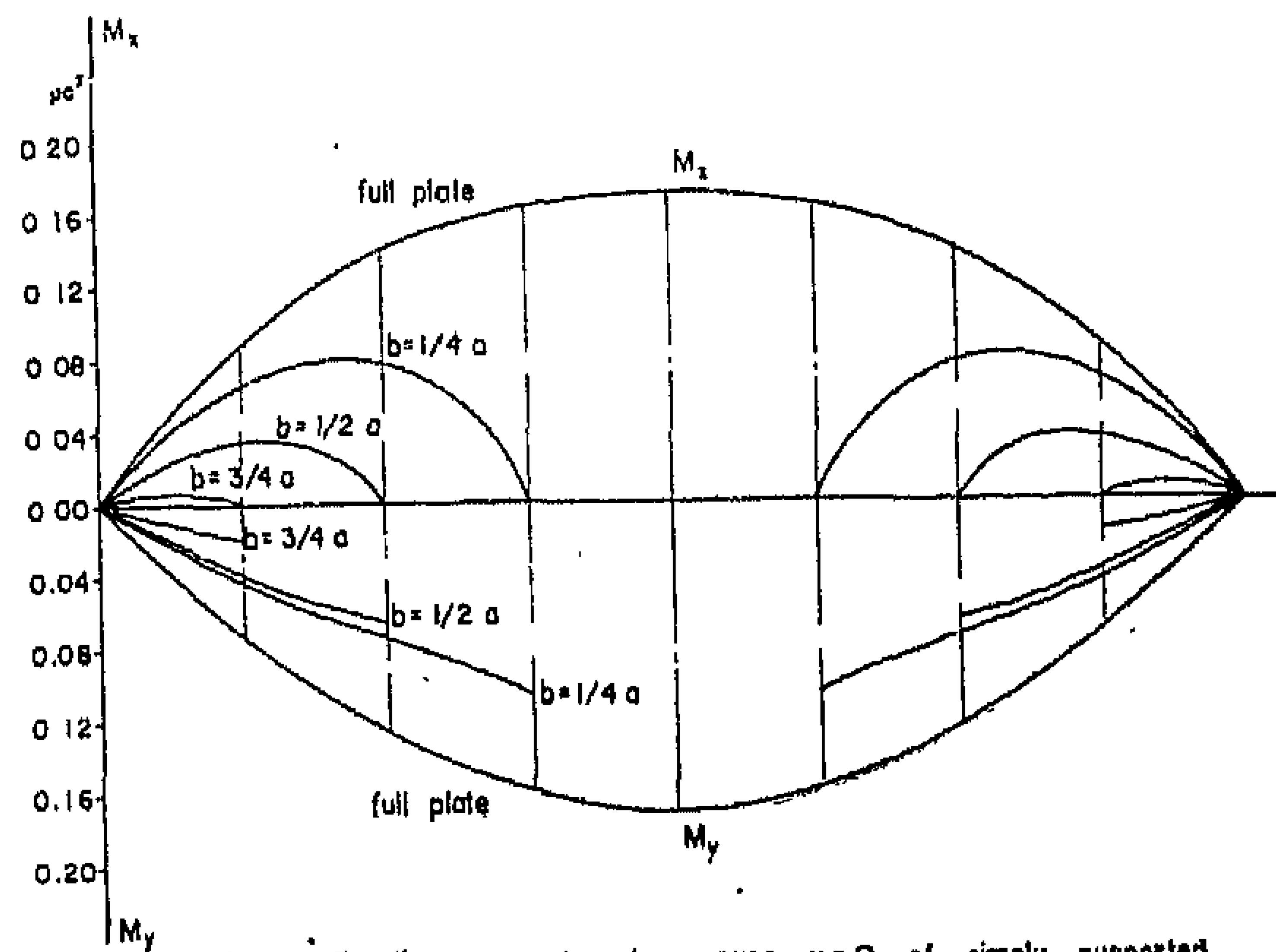


Fig. 11.- Bending moments along axes y = 0 of simply supported squared plates with central squared openings of different ratios $\frac{b}{a}$.

Considering $\nu = \frac{1}{6}$, the bending moment diagrams M_x and M_y along the middle axis $y = o$ are shown in figure (11) for the different ratios of $\frac{b}{a}$ compared with these of a full plate. The maximum bending moments M_y (or M_x respectively) happen at midpoints of the opening edges $x = \pm b$ (or $y = \pm b$ respectively) normal to the middle axis $y = o$ (or $x = o$ respectively). For the case where $\frac{b}{a} = \frac{1}{4}$, this equals 0.63 of the maximum bending moment in the full plate middle point, while this ratio reduces to 0.39 for the case where $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$ and to 0.11 where $\frac{b}{a} = \frac{3}{4}$.

The investigations show also, that the openings have moreover, a great effect on the principal bending moment curve M_1 along the diagonal. It can be noticed that the positive part fo the M_1 diagram in the case where $\frac{b}{a} = \frac{1}{4}$ is smaller compared to that in a full plate and this decreases with the increase of the opening size, so that the total M_1 diagram is found to be negative in cases where $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$ or $\frac{3}{4}$.

and the auxiliary values :

$$w_\beta = 9.523323 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.037200 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_\alpha = 10.612413 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.041455 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_g = 14.561522 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.056881 \frac{pa^4}{B} \qquad (70)$$

This shows the very close results of the two calculation methods. Actually, the attained results of a problem solved by closely approached finite differences, represent the results which can be obtained if the solution is done by formal finite differences of more smaller net distance λ_x and λ_y*. This leads to the fact that the here calculated problem in formal finite differences, and with the chosen number of plate mesh points is quite sufficiently accurate.

6. CONCLUSION :

To show clearly the effect of a central squared opening on the deflection and the stress distribution in a uniformly loaded, freely supported suared plate, an another case, in which the opening side length $b = \frac{3}{4}$ a, is also calculated. The results of this case are represented in figures (9) and (10). Comparing the obtained results of these different cases to these of a full plate, and calculated according to elastic membrane method of Marcus, it will be noticed that the deflections of all the points of a plate with an opening are smaller than the corresponding deflections of the same points in a full plate with a nearly constant ratio. For a plate with an opening $\frac{b}{a} = \frac{1}{4}$, the deflections of its points are about 0.64 to 0.69 these of deflections of the same points in a full plate. This ratio is between 0.55 and 0.58 in case where $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$, and nearly about 0.33 in case where $\frac{b}{a} = \frac{3}{4}$.

In case where $\frac{b}{a} = \frac{1}{4}$, the maximum deflection which happens at mid point of the opening sides, is 0.60 of the maximum deflection of a full plate, while this ratio reduces to 0.42 for the case here $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$ and to 0.14 where $\frac{b}{a} = 3/4$.

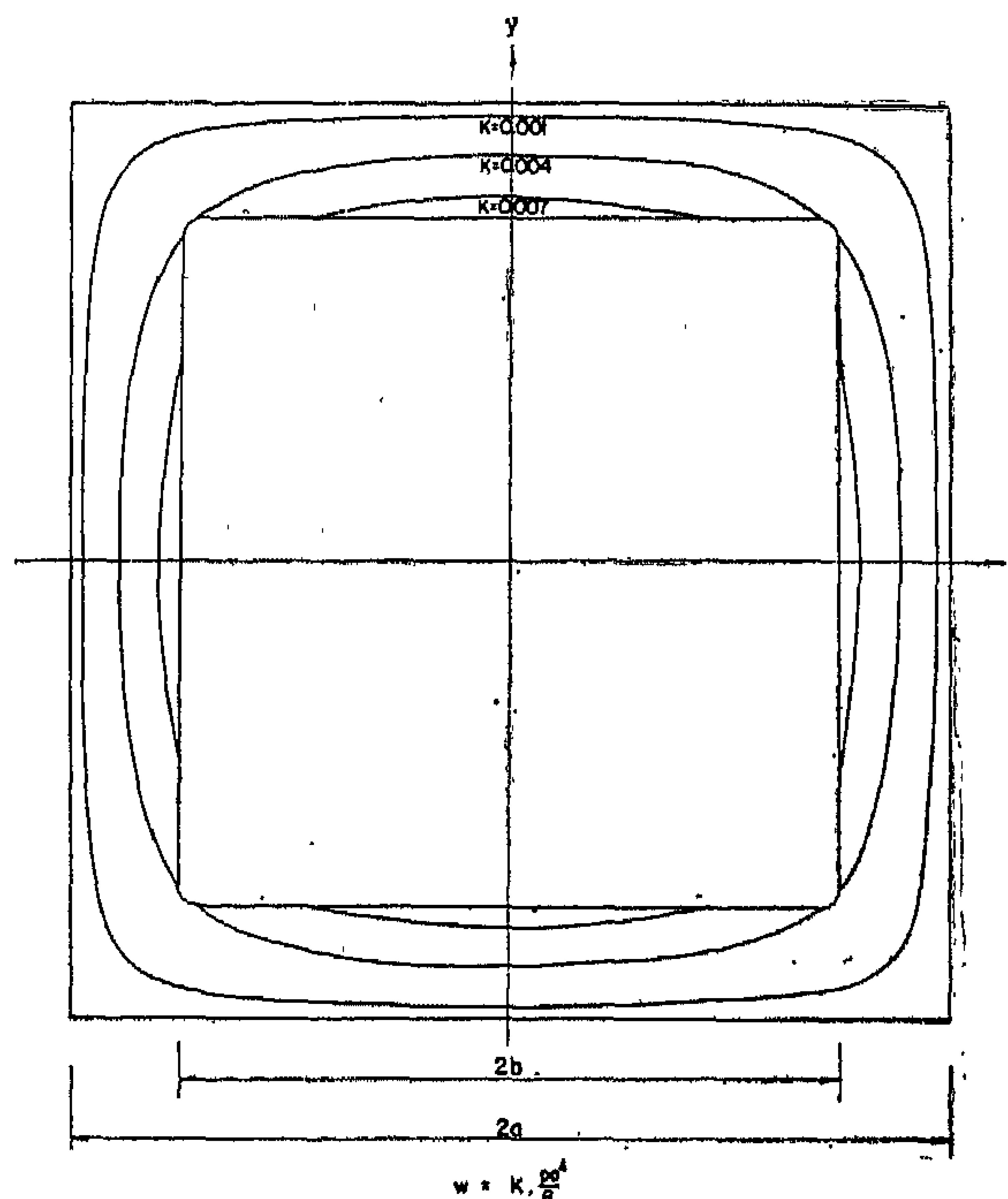


Fig. 9 _ Contour lines of elastic surface of a simply supported squared plate with central squared opening $\frac{b}{a}=\frac{3}{4}$ subjected to uniformly distributed loading.

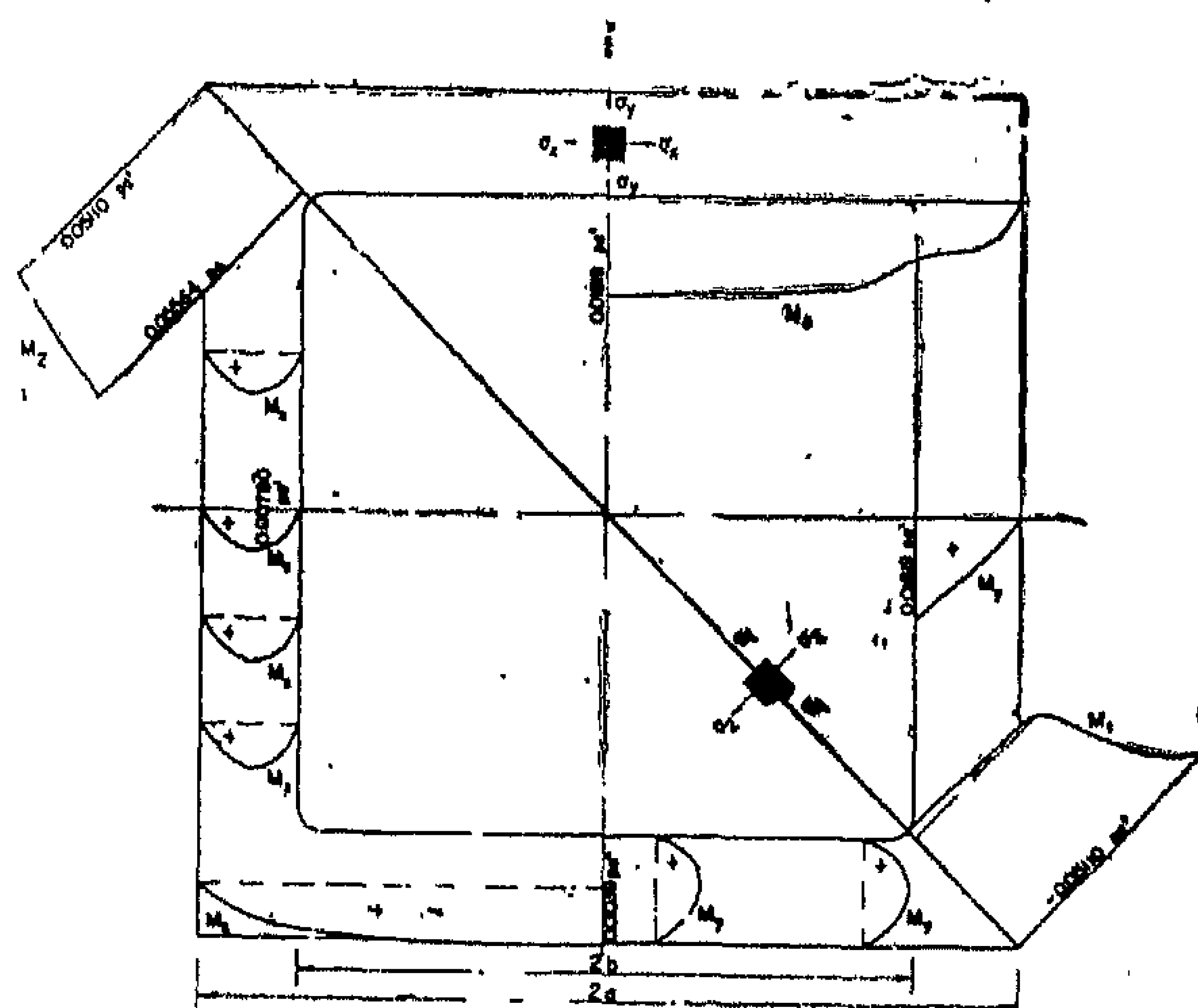


Fig. 10 - Bending moments in simply supported squared plate with central squared opening, $\frac{b}{a}=\frac{3}{4}$, subjected to uniformly distributed loading.

* Kollatz, L., Eigenwertaufgaben mit technischen Anwendungen. Leipzig 1949.

$$2681 w_1 = \frac{12\lambda^2}{B}(-9005.6978 M_c + 6782.45159 M_b + 5219.03563\ p\lambda^2)$$

$$2681 w_c = \frac{12\lambda^2}{B}(-9925.58330 M_c + 7632.26568 M_b + 5794.32754\ p\lambda^2)$$

$$2681 w_b = \frac{12\lambda^2}{B}(-14891.62586 M_c + 11357.31775 M_b + 8584.90015\ p\lambda^2)$$

$$2681 w_a = \frac{12\lambda^2}{B}(-19239.76112 M_c + 14412.33441 M_b + 11024.44726\ p\lambda^2)$$

and the values :

$$2681 w\beta = \frac{12\lambda^2}{B}(-22350.0774 M_b + 17059.3043 M_b + 12822.14509\ p\lambda^2)$$

$$2681 w\alpha = \frac{12\lambda^2}{B}(-29801.2080 M_c + 22305.00085 M_b + 17014.14282\ p\lambda^2)$$

$$2681 w_g = \frac{12\lambda^2}{B}(-23632.3305 M_c + 18995.80744 M_b + 13729.89285\ p\lambda^2$$

The determination of M_b and M_c is carried out by satisfying the boundary conditions $\bar{Q}_x = o$ at points a and b of the opening edge $x = \pm b$, thus :

$$\bar{Q}_{xb} = \frac{1}{12\lambda}(-M\alpha + 8M\beta - 8M_3) - \frac{(1-\nu)B}{144\lambda^3}$$

$$[(w_3 + w\alpha) + 8(-w\beta + w_1) + 16(-w_a - w_2) + 128(w_b + w\alpha - w_2 - w_4) + 30w\alpha + 240(-w\beta + w_3)]$$

$$= \frac{12}{2681\lambda}(10196.25747 M_c - 6458.889513\ M_b - 6027.938774\ p\lambda^2) = 0$$

and

$$\bar{Q}_{xa} = \frac{1}{12\lambda}(-M_g + 8M\alpha - 8M_4) - \frac{(1-\nu)B}{144\lambda^3}$$

$$[(2w_a) + 8(-2w_b + 2w_2) + 16(-2w\alpha) + 128(2w\beta - 2w_3) + 30w_g + 240(-w\alpha + w_4)]$$

$$= \frac{12}{2681\lambda}(-25560.23885 M_c + 17342.74710\ M_b + 14111.46456\ p\lambda^2) = 0 \qquad (68)$$

from which

$$M_c = 1.141\ 0752\ p\lambda^2$$

and $\qquad (69)$

$$M_b = 0.868\ 0684\ p\lambda^2$$

and thus the final values of deflections are attained as given as follows :

$$w_1 = 1.522064 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.005946 \frac{pa^4}{B} \quad \text{against : } 0.005964 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_2 = 2.698005 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.010539 \frac{pa^4}{B} \quad \text{''} \quad 0.010504 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_3 = 3.450576 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.013479 \frac{pa^4}{B} \quad \text{''} \quad 0.013415 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_4 = 3.717221 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.014520 \frac{pa^4}{B} \quad \text{''} \quad 0.014429 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_c = 4.895871 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.019124 \frac{pa^4}{B} \quad \text{''} \quad 0.018909 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_b = 6.496220 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.025376 \frac{pa^4}{B} \quad \text{''} \quad 0.025054 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_a = 7.077919 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.027648 \frac{pa^4}{B} \quad \text{''} \quad 0.027184 \frac{pa^4}{B}$$

in calculation by formal finite differences in (59)

Writing equations group (12″) for the internal points of the plate, and regarding condition (25), then :

$$58w_1 - 32w_2 + 2w_3 =$$

$$= \frac{12\lambda^2}{2681\ B}(-397.095411M_o$$

$$+702.537249M_b + 1819.319025\ p\lambda^2)$$

$$-16w_1 + 59w_2 - 16w_3 + w_4 - 16w_o + w_b =$$

$$= \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}(-1249\ 790248M_o$$

$$+1704.437273M_b + 2515.732700\ p\lambda^2)$$

$$2w_2 - 32w_3 + 59w_4 - 16w_a + w\alpha =$$

$$= \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}(-25413.93470M_o$$

$$+18356.45514M_b + 15669.41898\ p\lambda^2)$$

$$w_1 - 16w_2 + 60w_3 - 16w_4 - 16w_b + w\beta =$$

$$= \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}(-8480.877047M_o$$

$$+6897.416141M_b + 6258.471495\ p^2)$$

$$-32w_2 + 60w_o - 32w_b + 2w\alpha = \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}.\ (2681M_o)$$

$$w_2 - 16w_3 - 16w_o + 61w_b - 16w_a - 16w\beta + w\alpha =$$

$$= \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}\ (2681\ M_b)$$

$$-16w_4 + 2w_o - 32w_b + 60w_a - 16w\alpha + w_g =$$

$$= \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}(-100426.6440M_o$$

$$+70166.99636M_b + 56337.72321.p\lambda^2) \quad \ldots\ldots \quad (64)$$

In this group, there are seven equations with twelve unknowns (ten deflection ordinates $w_1, w_2, w_3, \ldots w_g$ and two sums of moments M_b and M_o). The boundary conditions at points a and b of the opening edge $x = \pm b$, ($M_x = o$ and $Q_x = o$), build four other equations. Thus, one more extra equation is required for solution. This can be also taken as ($\Delta w = -\frac{M}{B}$) in formal finite differences form for point a, or :

$$-w_4 - 2\ w_b + 4\ w_a - w\alpha =$$

$$= \frac{\lambda^2}{2681\ B}(-100426.6440M_o$$

$$+70166.99636M_b + 56337.72321p\lambda^2) \quad ..\ (65)$$

The boundary condition $M_x = o$ at opening edge $x = \pm b$, which can be written in the form (36) for points a and b, gives with $\nu = 1/6$:

$$\frac{5}{6}(2\ w_o - 32\ w_b + 30\ w_a) =$$

$$= \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}(-100426.6440M_o$$

$$+70166.99636M_b + 56337.72321p\lambda^2)$$

and

$$\frac{5}{6}(w_2 - 16w_o + 31w_b - 16w_a) = \frac{12\ \lambda^2}{2681\ B}(2681M_b) \quad (66)$$

The solution of these groups of equations (64), (65) and (66) leads to :

$$2681w_1 = \frac{12\lambda^2}{B}(-2511.930950M_o$$

$$+1943.146488M_b + 1519.572545\ p\lambda^2)$$

$$2681w_2 = \frac{12\lambda^2}{B}(-5005.109152M_o$$

$$+3853.951318M_b + 2968.491931\ p\lambda^2)$$

$$2681w_3 = \frac{12\lambda^2}{B}(-7434.296588M_o$$

$$+5663.241561M_b + 4337.926604\ p\lambda^2)$$

b) *Calculation by closely approached finite differences :*

In this solution, equations (11) and (12) are represented by closely approached finite differences forms (11″). However, because the boundary conditions of a simply supported plate edge are not affected by the first derivatives of M and w, the finit edifferences equations (11″) and (12″) can be directly, as what mentioned before, replaced at the plate edges points by the formal finite differences equations (11′) and (12′) respespectively. Thus, for a point k on such edge (fig. 2), the boundary conditions M=O and w=O are satisfied by the relations :

$$M_1 = - M_1 - p\lambda^2 \qquad (24)$$

and

$$w_1 = - w_1 \qquad (25)$$

Considering the plate in figure (6), equations (11″) are represented in combination with (24) as :

$$\begin{aligned}
58M_1 - 32M_2 + 2M_3 &= 14\ p\lambda^2\\
\cdot 16M_1 + 59M_2 - 16M_3 + M_4 - 16M_o + M_b &= 13\ p\lambda^2\\
M_1 - 16M_2 + 60M_3 - 16M_4 - 16M_b + M\beta &= 13\ p\lambda^2 \qquad (61)\\
2M_2 - 32M_3 + 59M_4 - 16M_a + M\alpha &= 13\ p\lambda^2\\
-32M_2 + 60M_o - 32M_b + 2M_a &= 12\ p\lambda^2
\end{aligned}$$

and for the points b and a of the internal edges :

$$\begin{aligned}
M_2 - 16M_3 - 16M_o + 61M_b - 16M_a - 16M\beta + M\alpha &= 12\ p\lambda^2\\
-16M_4 + 2M_o - 32M_b + 60M_a - 16M\alpha + M_g &= 12\ p\lambda^2
\end{aligned}$$

To eliminate the M-values to functions of (M_o, M_b, $p\lambda^2$), one more equation is needed, which may be taken, for example, as an extra equation ($\Delta M = -p$) in formal finite differences form at point "a", thus :

$$-M_4 - 2\ M_b + 4\ M_a - M\alpha = p\lambda^2 \qquad (62)$$

which leads in combination with equations group (61) to

$$\begin{aligned}
2681M_1 &= -397.095411M_o + 702.537249M_b + 1819.319025\ p\lambda^2\\
2681M_2 &= -1249.790248M_o + 1704.437273M_b + 2515.732700\ p\lambda^2\\
2681M_3 &= -8480.877047M_o + 6897.416141M_b + 6258.471495\ p\lambda^2\\
2681M_4 &= -25413.93470M_o + 18356.45514M_b + 15669.41898\ p\lambda^2\\
2681M_a &= .100426.6440M_o + 70166.99636M_b + 56337.72321\ p\lambda^2
\end{aligned}$$

and the auxiliary values : (63)

$$\begin{aligned}
2681M\alpha &= -376292.6413M_o + 256949.5303M_b + 207000.4739\ p\lambda^2\\
2681M\beta &= +82630.11908M_o - 50677.22703M_b - 51512.18180\ p\lambda^2\\
2681M_g &= -407068.5760M_o + 280667.9854M_b + 214626.8928\ p\lambda^2
\end{aligned}$$

Table 5

y/a	x/a	3/4	1/2	1/4	0	Factor
3/4	M_x	0.02654	0.03172	0.03507	0.03690	. pa^2
	M_y	0.02654	0.03799	0.03347	0.03217	. pa^2
1/2	M_x	0.03799	0.04215	0.06244	0.06629	. pa^2
	M_y	0.03172	0.04215	0.00000	0.00000	. pa^2
1/4	M_x	0.03347	0.00000	—	—	. pa^2
	M_y	0.03507	0.06244	—	—	. pa^2
0	M_x	0.03217	0.00000	—	—	. pa^2
	M_y	0.03690	0.06629	—	—	. pa^2

$\frac{x}{a} = -\frac{y}{a}$	± 1	± 3/4	± 1/2	Factor
M_1	—0.07952	—0.03649	—0.01283	. pa^2
M_2	+0.07952	+0.08957	+0.09714	. pa^2

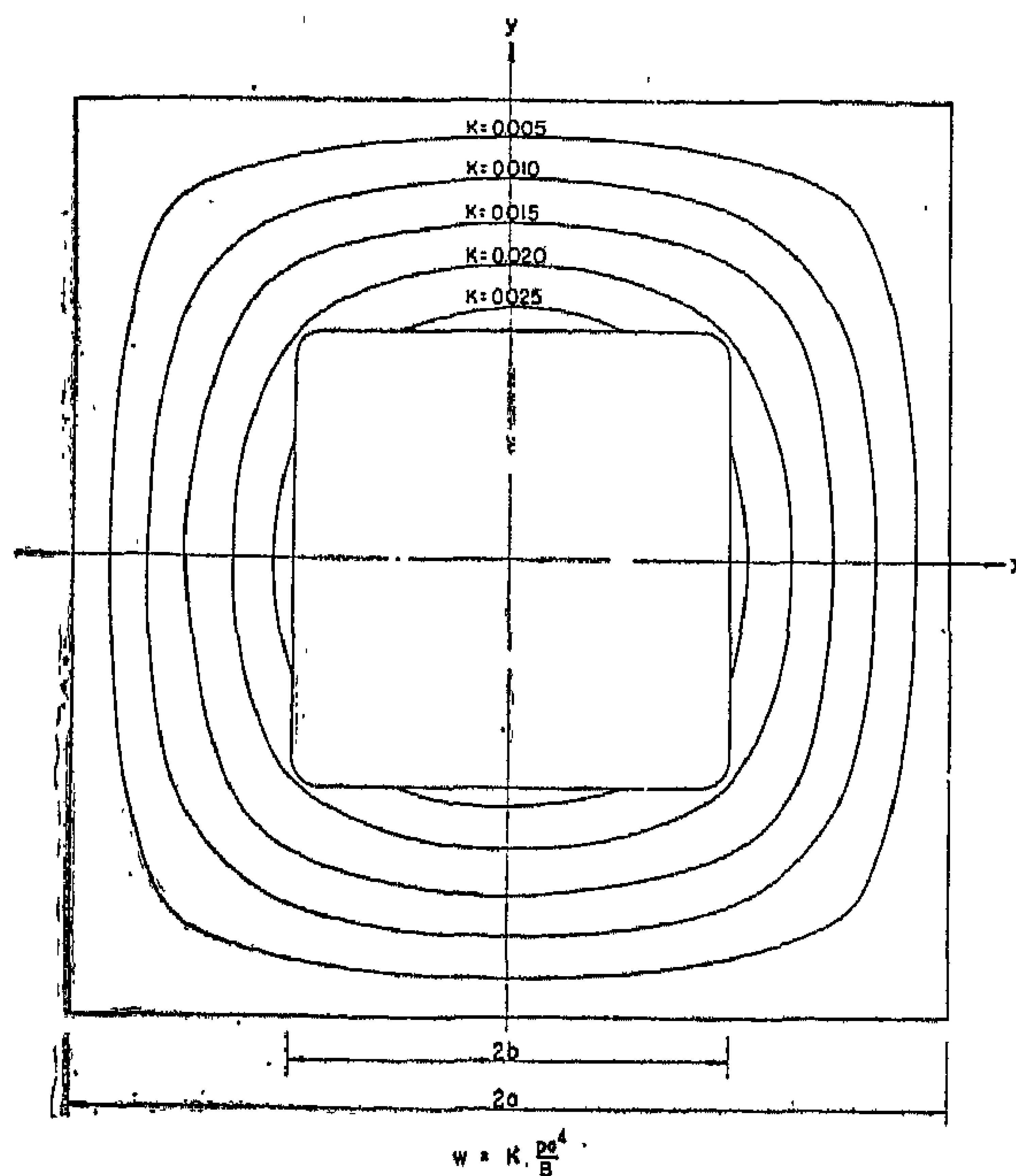


Fig. 7 — Contour lines of elastic surface of a simply supported squared plate with central squared opening $\frac{b}{a}=\frac{1}{2}$ subjected to uniformly distributed loading.

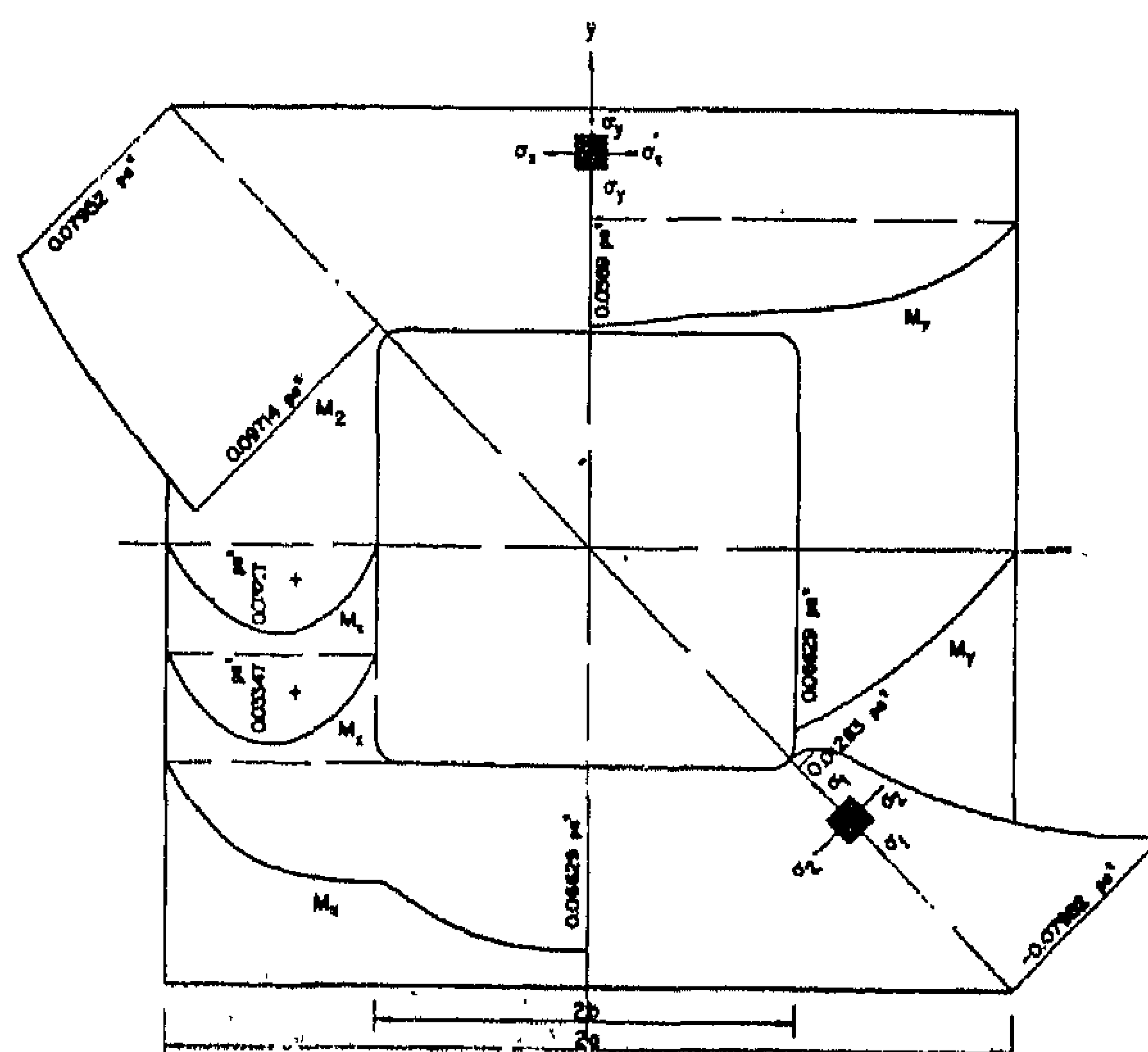


Fig 8 — Bending moments in simply supported squared plate with central squared opening, $\frac{b}{a}=\frac{1}{2}$, subjected to uniformly distributed loading.

$$52w_c = (-2966.3M_b + 4851.2M_c - 2817 \quad p\lambda^2).\ \frac{\lambda^2}{B}$$

$$52w_b = (-4432.7M_b + 7222.4M_c - 4221 \quad p\lambda^2).\ \frac{\lambda^2}{B}$$

$$52w_a = (-5961.5M_b + 9593.6M_c - 5625 \quad p\lambda^2).\ \frac{\lambda^2}{B}$$

and the auxiliary values :

$$52w\beta = (-6630.15M_b + 10824M_c - 6339.5 \quad p\lambda^2).\frac{\lambda^2}{B}$$

$$52w\alpha = (-9647.8M_b + 15482.8M_c - 9098 \quad p\lambda^2).\ \frac{\lambda^2}{B}$$

(56)

By satisfying the boundary condition (26b), for points a and b of opening edge $x = \pm b$, the unknown values M_b and M_c can be now determined. With $\nu = 1/6$, the required conditions are :

$$\overline{Q}_{xb} = Q_{xb} + Q'_{xb}$$

$$= \frac{1}{2\lambda}(M\beta - M_3) - (1-\nu).\ \frac{B}{2\lambda^3}$$

$$[\ (w_b - 2w\beta + w\alpha) - (w_2 - 2w_3 + w_4)\ ]$$

$$= \frac{1}{624}(23\,646\,\frac{M_b}{\lambda} - 34\,518\,\frac{M_c}{\lambda} + 19\,660\ p\lambda) = 0$$

$$\overline{Q}_{xa} = Q_{xa} + Q'_{xa} = \frac{1}{2\lambda}(M\alpha - M_4) - (1-\nu)\ \frac{B}{\lambda^3}$$

$$(w\beta - w\alpha - w_3 + w_4)$$

$$= \frac{1}{624}(-77617\frac{M_b}{\lambda} - 118968\frac{M_c}{\lambda} - 71082\ p\lambda) = 0$$

(57)

from which :

$$M_c = 1.156\ 204\ p\lambda^2$$

and (58)

$$M_b = 0.856\ 375\ p\lambda^2$$

and accordingly the deflection ordinates are given :

$$w_1 = 1.526\ 694\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.005\ 964\ \frac{pa^4}{B}$$

$$w_2 = 2.689\ 380\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.010\ 504\ \frac{pa^4}{B}$$

$$w_3 = 3.434\ 183\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.013\ 415\frac{pa^4}{B}$$

$$w_4 = 3.693\ 705\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.014\ 429\ \frac{pa^4}{B} \qquad (59)$$

$$w_c = 4.840\ 609\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.018\ 090\ \frac{pa^4}{B}$$

$$w_b = 6.413\ 737\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.025\ 054\ \frac{pa^4}{B}$$

$$w_a = 6.959\ 214\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.027\ 184\ \frac{pa^4}{B}$$

and the auxiliary values :

$$w\beta = 9.564\ 565\ \frac{p\lambda^4}{B} = 0.037\ 362\ \frac{pa^4}{B}$$

$$w\alpha = 10.406\ 549\frac{p\lambda^4}{B} = 0.040\ 651\ \frac{pa^4}{B}$$

and the sum of moment values are :

$M_1 = 0.728\ 016\ p\lambda^2$ $\qquad M_c = 1.156\ 204\ p\lambda^2$

$M_2 = 0.956\ 033\ p\lambda^2$ $\qquad M_b = 0.856\ 375\ p^2\lambda$

$M_3 = 0.939\ 911\ p\lambda^2$ $\qquad M_a = 0.909\ 129\ p\lambda^2$

$M_4 = 0.947\ 238\ p\lambda^2$ (60)

and the values :

$M\beta = 0.579\ 745\ p\lambda^2$

$M\alpha = -\ 0.023\ 472\ p\lambda^2$

The internal forces, thus, can be determined as before. Considering $\nu = 1/6$, the bending moments M_x and M_y, and the principal bending moments along the diagonals M_1 and M_2 are given in table (5).

In figure (7), the elastic surface of the plate is represented. In figure (8), the bending moment diagrams are shown for different sections.

The solution is carried out here directly, once applying the formal finite differences method, and checked again by solving the same problem by closely approached finite differences.

a) *Calculation by formal finite differences :*

Equation (11) can be written for the plate points (figure 6), in the group :

$$4M_1-2M_2 = p\lambda^2$$
$$-M_1+4M_2-M_3-M_c = p\lambda^2$$
$$M_2+4M_3-M_4-M_b = p\lambda^2$$
$$-2M_3+4M_4-M_a = p\lambda^2 \quad (52)$$
$$-2M_2+4M_c-2M_b = p\lambda^2$$
$$-M_3-M_c+4M_b-M_a-M\beta = p\lambda^2$$
$$-M_4-2M_b+4M_a-M\alpha = p\lambda^2$$

which give :

$$M_1 = -\frac{1}{2}M_b + M_c$$

$$M_2 = -M_b + 2M_c - \frac{1}{2}p\lambda^2$$

$$M_3 = -3\frac{1}{2}M_b + 6M_c - 3p\lambda^2$$

$$M_4 = -14M_b + 22M_c - 12\frac{1}{2}p\lambda^2$$

$$M_a = -49M_b + 76M_c - 45p\lambda^2$$

and the auxiliary values

$$M\beta = 56\frac{1}{2}M_b - 83M_c + 47p\lambda^2$$

$$M\alpha = -184M_b + 282M_c - 168\frac{1}{2}p\lambda^2$$

The corresponding deflection equations are :

$$4w_1-2w_2 = (-\tfrac{1}{2}M_b+M_c).\frac{\lambda^2}{B}$$

$$-w_1+w_2-w_3-w_c = (-M_b+2M_c-\tfrac{1}{2}p\lambda^2)\frac{\lambda^2}{B}$$

$$-w_2+4w_3-w_4-w_b = (-3\tfrac{1}{2}M_b+6M_c-3p\lambda^2)\frac{\lambda^2}{B}$$

$$-2w_3+4w_4-w_a = (-14M_b+22M_c-12\tfrac{1}{2}p\lambda^2)\frac{\lambda^2}{B}$$

$$-2w_2+4w_c-2w_b = M_c\cdot\frac{\lambda^2}{B}$$

$$-w_3-w_c+4w_b-w\alpha-w\beta = M_b\cdot\frac{\lambda^2}{B}$$

$$w_4-2w_b+4w_a-w\alpha = (-49M_b+76M_c-45p\lambda^2)\frac{\lambda^2}{B} \quad (54)$$

The condition (36) : $-\dfrac{\Delta^2 w}{\Delta y^2}(1-\nu) = \dfrac{M}{B}$ can be given for points a and b of the opening side $x = \pm b$ as :.

$$(2w_a-2w_b).(1-\nu) = (-49M_b+76M_c-45p\lambda^2).\frac{\lambda^2}{B} \quad (55)$$

and

$$(2w_b-w_a-w_c)(1-\nu) = M_b\cdot\frac{\lambda^2}{B}$$

Introducing these in equations groups (54), then :

$$52w_1 = (-756.45M_b+1240M_c-706.5\ p\lambda^2).\frac{\lambda^2}{B}$$

$$52w_2 = (-1499.9M_b+2454M_c-1413\ p\lambda^2).\frac{\lambda^2}{B}$$

$$52w_3 = (-2224.85M_b+3620.8M_c-2102.5\ p\lambda^2).\frac{\lambda^2}{B}$$

$$52w_4 = (-2784.8M_b+4494.8M_c-2620\ p\lambda^2).\frac{\lambda^2}{B}$$

Satisfying this condition, the still unknown value fo M_{bII} is now determined as :

$$M_{bII} = -\ 2.\ 107\ 21\ p\lambda^2 \qquad (51)$$

and thus the values of M_{II} and w_{II} of equations groups (4) and (50) are finally known. These values are given in table 4.

By superposition of the corresponding values of M_I, w_I and M_{II}, w_{II} of tables (3) and (4), the final solution of M and w of the loaded plate with the central opening is reached.

or $\quad w_{final} = w_I + w_{II}$

and $\quad M_{final} = M_I + M_{II}$

which lead to the same results of M and w given in (40) and (41), and calculated by the direct way which is previously applied in (a).

ii) *Plate with opening side ratio to plate length* $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$:

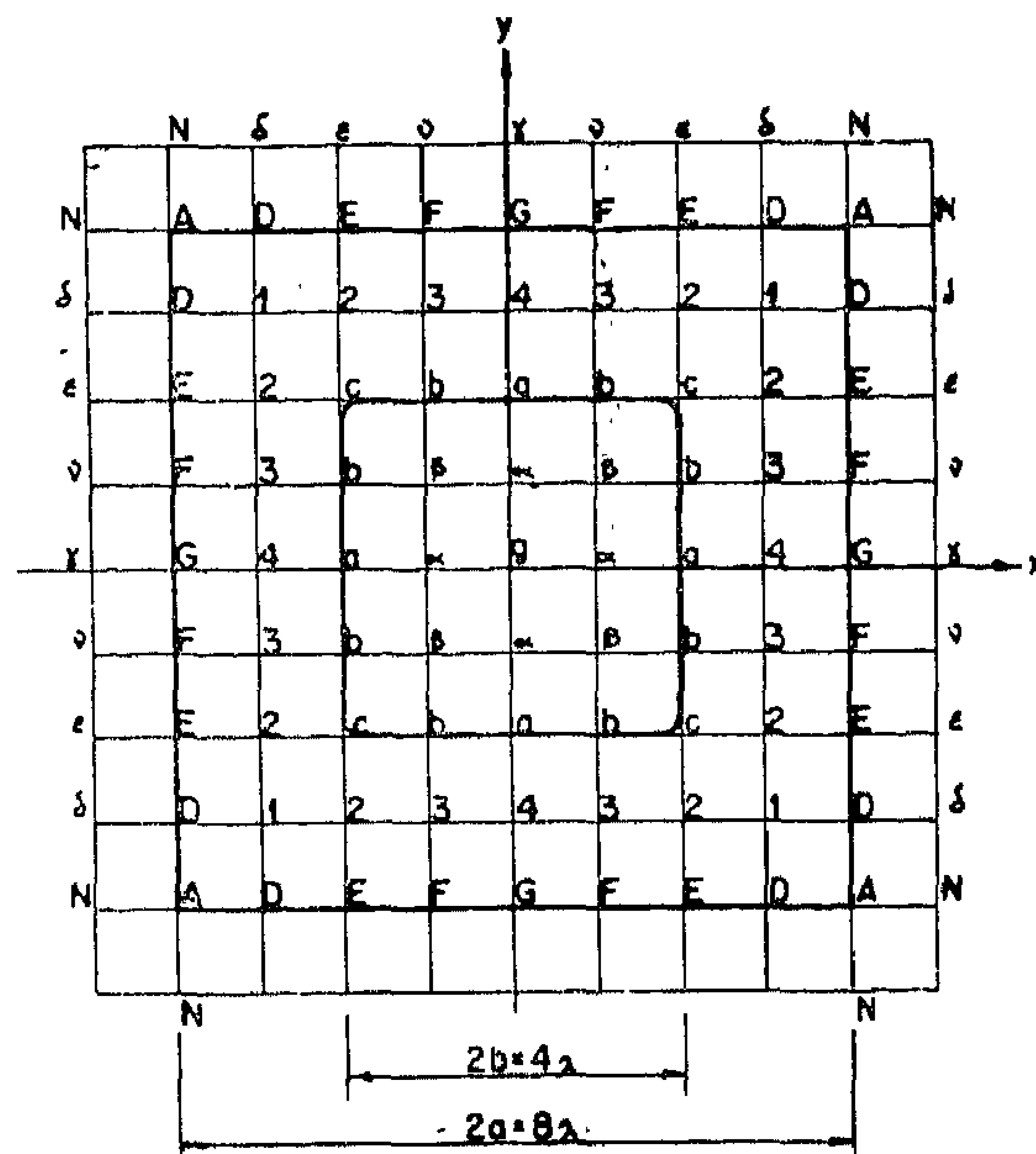


Fig. 6

Table 4

Point	124 M_{bII}		w_{II}	
1	— 25.286 50	$p\lambda^2$	— 0.848 11	$\frac{p\lambda^4}{B}$
2	— 50.572 99		— 1.594 28	
3	— 73.049 88		— 2.120 31	
4	— 84.288 36		— 2.309 71	
5	—103.955 66		— 3.000 82	
6	—157.338 27		— 3.988 18	
7	—191.053 62		— 4.318 42	
b	—261.294 04		— 5.244 33	
a	—365.249 56		— 5.446 86	
g	—747.356 79		— 4.034 79	

Thus for point "a", considering M_{x1} value from (44) and $\nu = 1/6$:

$$2w_{aII} - w_{7II} - w_{gII} = -\frac{1}{6}(2w_{aII} - 2w_{bII}) - 192\,950\,\frac{2}{3}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

and with the last equation of group (48), this condition can also be written in the form :

$$\frac{5}{6}(2w_{aII} - 2w_{bII}) = \frac{578852}{3}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B} + \frac{520}{3}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} \qquad (49)$$

which gives in combination with equations group (48) the following values :

$$148\,w_{1II} = \frac{32104}{3}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{41677344}{10}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{2II} = \frac{61544}{3}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{83354688}{10}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{3II} = \frac{588896}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{842808512}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{4II} = \frac{654472}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{972471360}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{5II} = \frac{835016}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{1199381344}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{6II} = \frac{1162560}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{1815279872}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{7II} = \frac{1315770}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{2204268416}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{bII} = \frac{1678488}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{3014661216}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

$$148\,w_{aII} = \frac{2001720}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{4214042560}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B}$$

and the auxiliary value :

$$148\,w_{gII} = \frac{2795408}{21}\cdot\frac{M_{bII}\,\lambda^2}{124\,B} + \frac{8622579392}{70}\cdot\frac{p\lambda^4}{(272)^2\,B} \qquad (50)$$

Accordingly, at point "a" of edge $x = \pm b$, the lateral force due to such solution is given considering equations (47) and (50) and $\nu = 1/6$ as :

$$\overline{Q}_{xaII} = Q_{xaII} + Q'_{xaII} = \left[\frac{1}{2\lambda}(M_g - M_7)_{II} + \frac{5}{6}\cdot\frac{B}{\lambda^3}\cdot(w_b - w_7 - w_a - w_g)_{II}\right]$$

$$= 303.727\,\frac{M_b}{124\lambda} + \frac{143555296}{3}\cdot\frac{p\lambda}{148\times(272)^2}$$

which builds in combination with the given value of $\overline{Q}_{xaI}$ given in (45), the boundary condition (28b) as :

$$\overline{Q}_{xaI} + \overline{Q}_{xaII} = 0$$

Considering now, a central squared opening is cut from the plate with the ratio $b = \frac{a}{4}$ (fig. 3), then from the values of M_I and w_I and considering $\nu = 1/6$, the solution of the full plate assumes at point "a" of the opening edge $x = -b$ the bending moment :

$$M_{xaI} = \frac{B}{\lambda^2} (2w_a - w_7 - w_g) + \nu (2w_a - 2w_b)_I$$

$$= 192\,950 \frac{2}{3} \cdot \frac{p\lambda^2}{(272)^2}. \qquad (44)$$

and the vertical force

$$\overline{Q}_{xaI} = Q_{xa} + Q'_{xa})_I = \frac{1}{2\lambda} (M_g - M_7)_I$$

$$+ (1-\nu)\frac{B}{\lambda^3} (w_6 - w_7 - w_a - w_g)_I$$

$$= 204\,63 \frac{5}{6} \cdot \frac{p}{272} \qquad (45)$$

Considering now the plate with its central opening subjected to edge moments and lateral edge forces at the opening edge points only, then its elastic surface can be determined by solving the homogeneous partial differential equation (27) :

$$w_{II} = 0$$

and satisfying the boundary conditions (28) and (29). Thus, the finite differences equation (30) :

$$\frac{\Delta^2 M_{II}}{\Delta x^2} + \frac{\Delta^2 M_{II}}{\Delta y^2} = 0$$

can be written now for the plate points as :

$$\begin{aligned}
4M_{1II} - 2M_{2II} &= 0\\
-M_{1II} + 4M_{2II} - M_{3II} - M_{5II} &= 0\\
-M_{2II} + 4M_{3II} - M_{4II} - M_{6II} &= 0\\
-2M_{3II} + 4M_{4II} - M_{7II} &= 0\\
-2M_{3II} + 4M_{5II} - 2M_{6II} &= 0\\
-M_{3II} - M_{5II} + 4M_{6II} - M_{7II} - M_{bII} &= 0\\
-M_{4II} - 2M_{6II} + 4M_{7II} - M_{aII} &= 0\\
-2M_{6II} + 4M_{bII} - 2M_{aII} &= 0\\
-M_{7II} - 2M_{bII} + 4M_{aII} - M_g &= 0
\end{aligned}$$

which give the solution :

$$124\,M_{1II} = 12\,M_{bII} \qquad 124\,M_{5II} = \frac{148}{3} M_{bII}$$

$$124\,M_{2II} = 24\,M_{bII} \qquad 124\,M_{6II} = \frac{224}{3} M_{bII}$$

$$124\,M_{3II} = \frac{104}{3} M_{bII} \qquad 124\,M_{7II} = \frac{272}{3} M_{bII}$$

$$124\,M_{4II} = 40\,M_{bII} \qquad 124\,M_{aII} = \frac{520}{3} M_{bII}$$

and the value : $$124\,M_{gII} = \frac{1064}{3} M_{bII} \qquad (47)$$

Introducing these in equations (31), then :

$$\begin{aligned}
4w_{1II} - 2w_{2II} &= 12.\ \frac{M_{bII}\lambda^2}{124\,B}\\
-w_{1II} + 4w_{2II} - w_{3II} - w_{5II} &= 24.\ \text{''}\\
-w_{2II} + 4w_{3II} - w_{4II} - w_{6II} &= \frac{104}{3}.\ \text{''}\\
-2w_{3II} + 4w_{4II} - w_{7II} &= 40.\ \text{''}\\
-2w_{2II} + 4w_{5II} - 2w_{6II} &= \frac{148}{3}.\ \text{''}\\
-w_{3II} - w_{5II} + 4w_{6II} - w_{7II} - w_{bII} &= \frac{224}{3}.\ \text{''}\\
-w_{4II} - 2w_{6II} + 4w_{7II} - w_{aII} &= \frac{272}{3}.\ \text{''}\\
-2w_{6II} + 4w_{bII} - 2w_{aII} &= 124.\ \text{''}\\
-w_{7II} - 2w_{bII} + 4w_{aII} - w_{gII} &= \frac{520}{3}.\ \text{''}
\end{aligned} \qquad (48)$$

The boundary condition (28a) is satisfied if the bending moments at the opening edge $x = \pm b$:

$$M_{xI} + M_{xII} = 0$$

Table 3

Point	272 M_I		w_I	
1	309.5	$p\lambda^2$	2.714 39	$\frac{p\lambda^4}{B}$
2	483	$p\lambda^2$	4.859 86	
3	573	$p\lambda^2$	6.206 58	
4	601	$p\lambda^2$	6.663 49	
5	777.5	$p\lambda^2$	8.742 72	
6	936	$p\lambda^2$	11.196 36	
7	986	$p\lambda^2$	12.031 25	
b	1135.5	$p\lambda^2$	14.363 75	
a	1199	$p\lambda^2$	15.443 77	
g	1267	$p\lambda^2$	16.608 29	

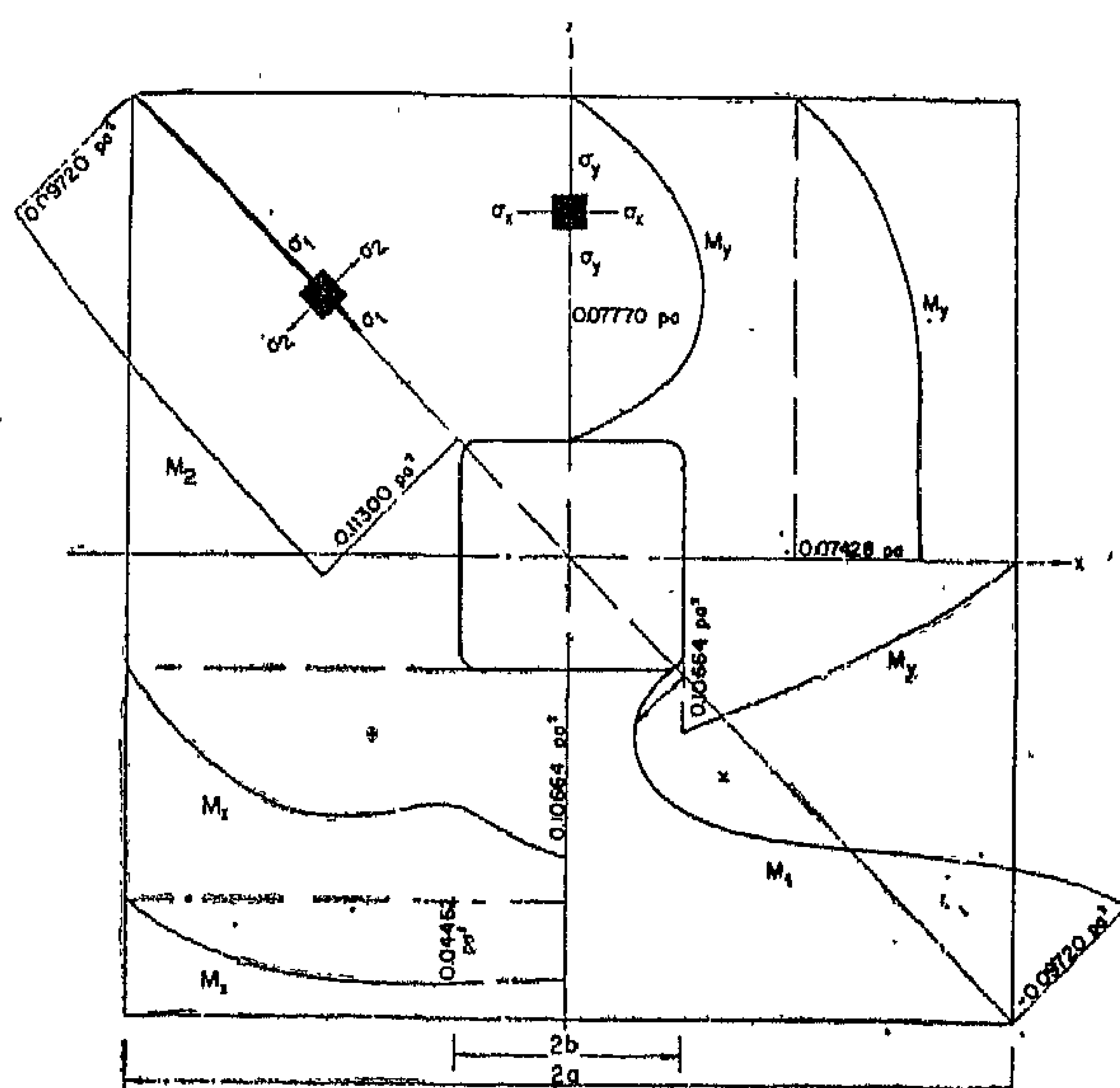


Fig 4 - Bending moments in simply supported squared plate with central squared opening $\frac{b}{a}=\frac{1}{4}$, subjected to uniformly distributed loading

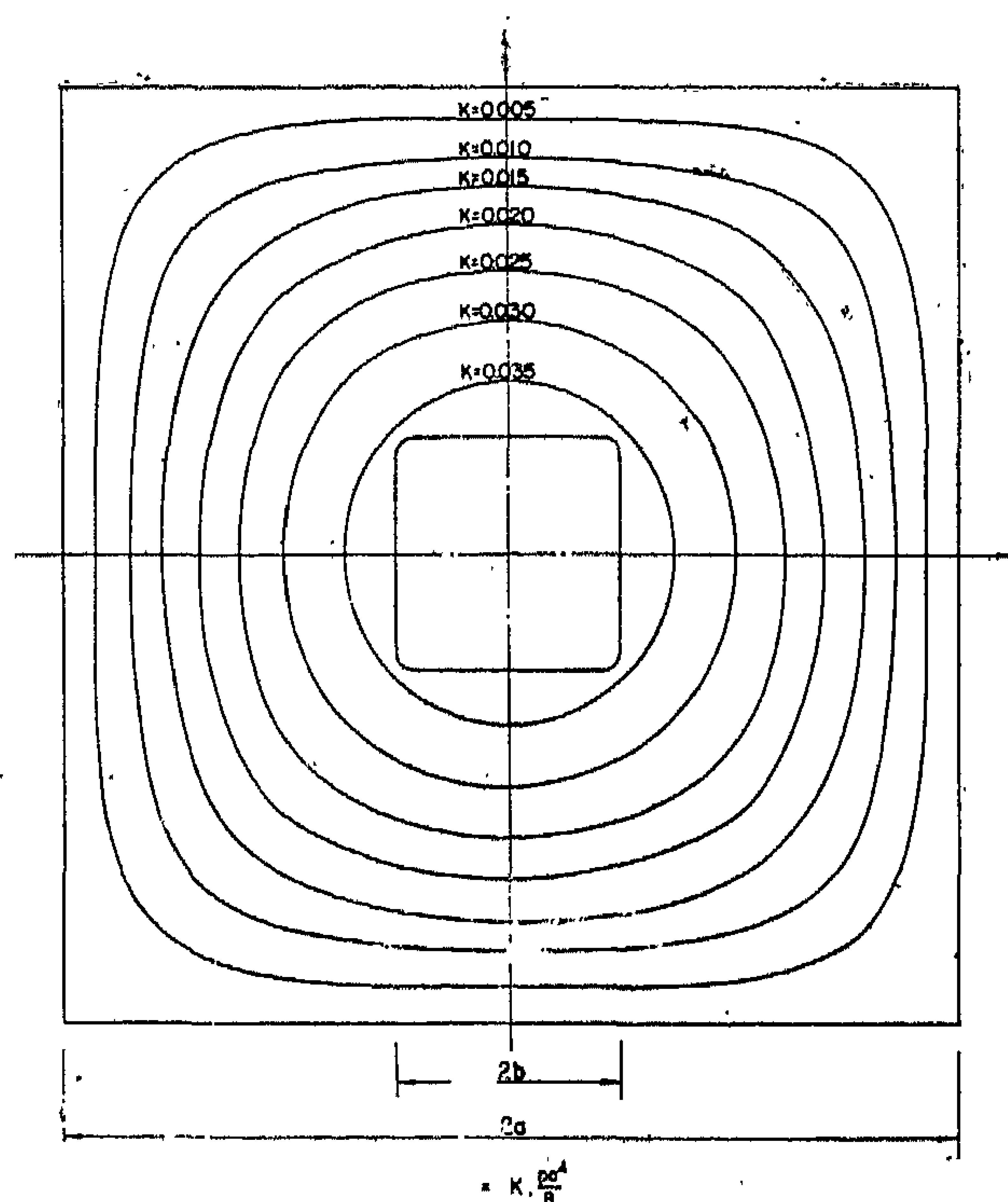


Fig. 5 - Contour lines of elastic surface of a simply supported squared plate with central squared opening $\frac{b}{a}=\frac{1}{4}$ subjected to uniformly distributed loading.

Table 2

y		x = 3/4 a	1/2 a	1/4 a	o	factor
$\frac{3}{4}$ a	M_x	0.034 05	0.044 39	0.044 62	0.043 80	pa^2
	M_y	0.034 05	0.055 36	0.066 03	0.067 75	pa^2
$\frac{1}{2}$ a	M_x	0.055 36	0.073 65	0.072 71	0.074 28	pa^2
	M_y	0.044 39	0.073 65	0.085 69	0.077 70	pa^2
$\frac{1}{4}$ a	M_x	0.066 03	0.085 69	0.075 38	0.106 64	pa^2
	M_y	0.044 62	0.072 71	0.075 38	0.000 00	pa^2
o	M_x	0.067 75	0.077 70	0.000 00	—	pa^2
	M_y	0.043 80	0.074 28	0.106 64	—	pa^2

The problem is thus solved. The elastic sufrace of the plate being determined, internal forces can be calculated according to expressions (14). The values of bending moments M & M_y are given in table "2".

It is obviously known, that principal bending moments — expression 21 — have the same magnitude of M_x and M_y along the axes x = o and y = o of the plate. For diagonals, where $M_x = M_y$, the principal bending moments have their absolute values:

$$M_1 = M_x - M_{xy} \quad ; \quad M_2 = M_y + M_{xy} \qquad (42)$$

which with $\nu = \frac{1}{6}$ are evaluated as follows.

$\frac{x}{a} = -\frac{y}{a}$	± 1	± $\frac{3}{4}$	± $\frac{1}{2}$	± $\frac{1}{4}$	factor
M_1	—0.097 20	—0.040 72	+0.037 02	+0.037 75	. pa^2
M_2	+0.097 20	+0.108 81	+0.110 28	+0.113 00	. pa^2

In figure 4, the evaluated bending moment diagrams in different sections are shown. In figure 5, the elastic surface of the plate is represented.

b) *Calculation by superposition*

The attained results in "a" can also be obtained, as mentioned, by superposition method.

The solution of a simply supported squared full plate by finite differences is well known and given by Marcus*. The values of the sum of moments M_I and deflection ordinates w_I of the full squared plate points, as shown in figure "3" — but without central opening — are directly given here in table(3).

* Marcus. H. : Die theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendun gen auf die Berechnung biegsamer Platten. Berlin 1924.

Introducing this value in equations system (34), the following results are attained :

$$w_1 = \left(\frac{32\,104}{3} M_b + \frac{121\,258}{10} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_2 = \left(\frac{61\,544}{3} M_b + \frac{175\,176}{10} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_3 = \left(\frac{588896}{21} M_b + \frac{4764256}{280} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_4 = \left(\frac{654472}{21} M_b + \frac{2165660}{140} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_5 = \left(\frac{835016}{21} M_b + \frac{6487432}{280} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_6 = \left(\frac{1162650}{21} M_b + \frac{4993016}{280} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_7 = \left(\frac{1315776}{21} M_b + \frac{3362688}{280} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_b = \left(\frac{1678488}{21} M_b + \frac{592088}{280} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_a = \left(\frac{2001720}{21} M_b - \frac{3808840}{280} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B}$$

$$w_g = \left(\frac{2795408}{21} M_b - \frac{12447344}{280} p\lambda^2\right) . \frac{\lambda^2}{148 \times 124\, B} \qquad (37)$$

For determination of M_b, the condition that no vertical forces $\overline{Q}_x = Q_x + Q'_x$ should arise at opening edges $x = \pm b$ must be satisfied. Regarding expressions (16) and (17), this condition can be written for point "a" as :

$$\overline{Q}_{x(a)} = Q_{(a)} + Q'_{x(a)} = 0$$

where

$$Q'_{x(a)} =$$

$$\left(\frac{\Delta M_{xy}}{\Delta y}\right)_a = -B\,(1-\nu)\,\left(\frac{\Delta^3 w}{\Delta x \, \Delta y^2}\right)_a$$

$$= -(1-\nu) . \frac{B}{2\lambda^3} (2w_a - 2w_g) - (2w_6 - 2w_7)$$

and with $\nu = 1/6$:

$$Q'_{(a)} = \frac{400295}{2331} . \frac{M_b}{124\lambda} - \frac{62573}{444} . \frac{p\lambda}{124}$$

or

$$\overline{Q}_{x(a)} = \frac{707987}{2331} . \frac{M_b}{124\lambda} - \frac{278801}{444} \frac{p\lambda}{124} = 0 \qquad (38)$$

from which :

$$M_b = 2.067\,42 \; p\lambda^2 \qquad (39)$$

Consequently, the deflection ordinates "w" of equation (37) are evaluated :

$$w_1 = 1.886\,27 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.007\,290 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_2 = 3.265\,58 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.012\,756 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_3 = 4.086\,26 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.015\,961 \frac{pa^4}{B} \qquad (40)$$

$$w_4 = 4.353\,79 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.017\,007 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_5 = 5.741\,90 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.022\,429 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_6 = 7.208\,18 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.028\,157 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_7 = 7.712\,83 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.030\,128 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_b = 9.119\,40 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.035\,623 \frac{pa^4}{B}$$

$$w_a = 9.996\,91 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.039\,050 \frac{pa^4}{B}$$

and the auxiliary value :

$$w_g = 12.57351 \frac{p\lambda^4}{B} = 0.049818 \frac{pa^4}{B}$$

The sum of moments are thus determined accordingly as :

$$M_1 = 0.933\,94\; p\lambda^2 ,\quad M_6 = 2.172\,32\; p\lambda^2 .$$
$$M_2 = 1.367\,89\; p\lambda^2 ,\quad M_7 = 2.084\,25\; p\lambda^2$$
$$M_3 = 1.517\,50\; p\lambda^2 ,\quad M_b = 2.067\,42\; p\lambda^2 \qquad (41)$$
$$M_4 = 1.529\,81\; p\lambda^2 ,\quad M_a = 1.462\,52\; p\lambda^2$$
$$M_5 = 2.020\,10\; p\lambda^2 ,\quad M_g = -1.368\,99\; p\lambda^2$$

from which M values are given as :

$$124\ M_1 = 12\ M_b + 91\ p\lambda^2$$

$$124\ M_2 = 24\ M_b + 120\ p\lambda^2$$

$$124\ M_3 = \frac{104}{3}\ M_b + 116.5\ p\lambda^2$$

$$124\ M_4 = 40\ M_b + 107\ p\lambda^2$$

$$124\ M_5 = \frac{148}{3}\ M_b + 148.5\ p\lambda^2$$

$$124\ M_6 = \frac{224}{3}\ M_b + 115\ p\lambda^2$$

$$124\ M_7 = \frac{272}{3}\ M_b + 71\ p\lambda^2 \qquad (33)$$

$$124\ M_a = \frac{520}{3}\ M_b - 177\ p\lambda^2$$

$$124\ M_g = \frac{1064}{3}\ M_b - 903\ p\lambda^2$$

Introducing these in equations system (12) in the form (12′), then :

$$4w_1 - 2w_2 = (12\ M_b + 91\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-w_1 + 4w_2 - w_3 - w_5 = (24\ M_b + 120\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-w_2 + 4\ w_3 - w_4 - w_6 = (\frac{104}{3}\ M_b + 116.5\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-2\ w_3 + 4\ w_4 - w_7 = (40\ M_b + 107\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-2w_2 + 4w_5 - 2w_6 = (\frac{148}{3}\ M_b + 148.5\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-w_3 - w_5 + 4w_6 - w_7 - w_b = (\frac{224}{3}\ M_b + 115\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-w_4 - 2\ w_6 + 4\ w_7 - w_a = (\frac{272}{3}\ M_b + 71\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-2\ w_6 + 4\ w_b - 2\ w_a = (124\ M_b).\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

$$-w_7 - 2\ w_b + 4\ w_a - w_g = (\frac{520}{3}\ M_b - 177\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B} \qquad (34)$$

The boundary condition (26a), which satisfies the requirement that M_x diminishes at openening edges $x = \pm b$

$$M_x = -B\ [\ (\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} + \nu\ \frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2})\ ] = 0$$

produces at these edges the relation :

$$\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} = -\nu\ \frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} \qquad (35)$$

Regarding the relation :

$$\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} + \frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} = -\frac{M}{B}$$

equation (35) can be also expressed for $x = \pm b$ in the form :

$$-\frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2}\ (1 - \nu) = \frac{M}{B} \qquad (36)$$

Thus for point "a" :

$$(1 - \nu)\ (2\ w_a - 2\ w_b) = (\frac{520}{3}\ M_b - 177\ p\lambda^2)\ \frac{\lambda^2}{124\ B}$$

Taking lateral contraction coefficient $\nu = 1/6$ for reinforced concrete, then :

$$w_a = w_b + (104\ M_b - \frac{531}{3}\ p\lambda^2).\frac{\lambda^2}{124\ B}$$

while at external plate sides the conditions :

$$w_{II} = o \quad (29a) \quad \text{and} \quad M_{II} = o \qquad (29b)$$

should be satisfied. The homogeneous partial differential equation of the plate, in this case, can be written in finite differences two groups of linear equations :

$$\left(\frac{\Delta^2 M_{II}}{\Delta x^2}\right)_k + \left(\frac{\Delta^2 M_{II}}{\Delta y^2}\right)_k = o \qquad (30)$$

and

$$\left(\frac{\Delta^2 w_{II}}{\Delta x^2}\right)_k + \left(\frac{\Delta^2 w_{II}}{\Delta y^2}\right)_k = - \frac{M_{kII}}{B} \qquad (31)$$

Also here, due to symmetry, the calculation may be carried out only for one eighth of the plate net points. Considering the boundary condition (29b), M_{II} values can be determined by solution of equations (30) as function of the unknown values of the sum of moments of the opening edge points. Introducing these in equations (31,) and considering the boundary conditions, all ordinates of w_{II} and M_{II} can be determined. The final results can then be given by superposition of the two partial solutions :

$$M = M_I + M_{II}$$

and

$$w = w_I + w_{II}$$

5. APPLICATIONS.

In the following, investigations are carried out for squared plates, of sides length 2a with central openings of sides length 2b. Two particular cases are investigated in details. In the first, where $\frac{b}{a} = \frac{1}{4}$, the solution is applied twice showing the two methods of calculation, namely once by direct method and again by method of superposition. In the second, where $\frac{b}{a} = \frac{1}{2}$, the solution is carried out once applying the formal finite differences, and checked again by solving the same problem by closely approached finite differences.

i) *Plate with opening side ratio to plate length* $\frac{b}{a} = \frac{1}{4}$:

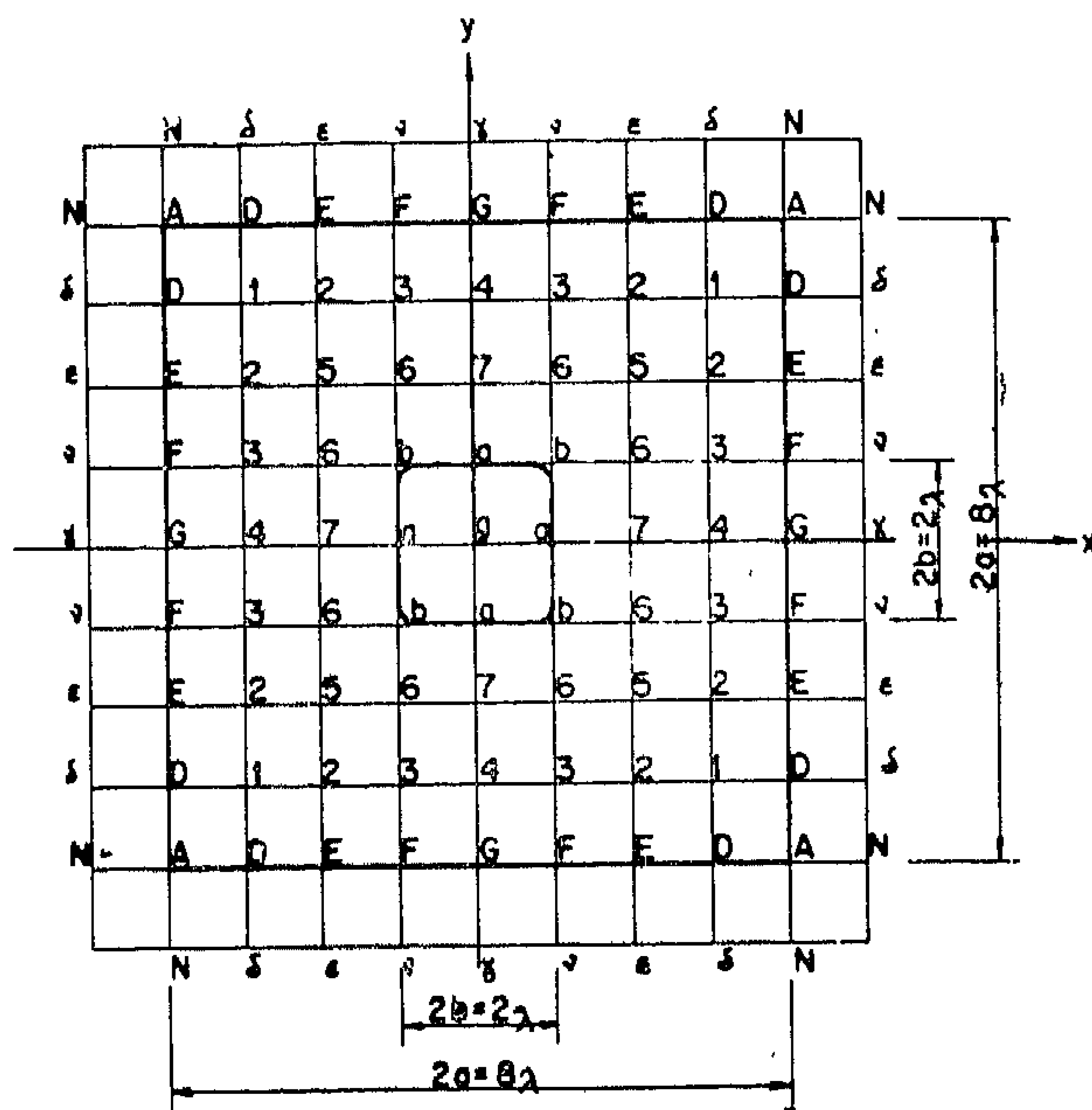


Fig. 3

The solution of this problem is carried out here according to both direct way and method of superposition.

a) *Direct calculation method :*

Regarding figure (3), the differences equations (11) can be given in the form (11') as follows :

$$\begin{aligned}
4M_1 - 2M_2 &= p\lambda^2 \\
-M_1 + 4M_2 - M_3 - M_5 &= p\lambda^2 \\
-M_2 + 4M_3 - M_4 - M_6 &= p\lambda^2 \\
-2M_3 + 4M_4 - M_7 &= p\lambda^2 \\
-2M_2 + 4M_5 - 2M_6 &= p\lambda^2 \qquad (32) \\
-M_3 - M_5 + 4M_6 - M_7 - M_b &= p\lambda^2 \\
-M_4 - 2M_6 + 4M_7 - M_a &= p\lambda^2 \\
-2M_6 + 4M_b - 2M_a &= p\lambda^2 \\
-M_7 - 2M_b + 4M_a - M_g &= p\lambda^2
\end{aligned}$$

happen normal to the edge sides nor reactions $\bar{Q}$ creating from the shearing forces Q and twisting moments M_{xy} are to be satisfied, thus :

at opening edge x = constant

$$M_x = -B\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right) = 0$$

and at edge y = constant:

$$M_y = -B\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right) = 0 \qquad (26a)$$

such as for edge x = constant :

$$\bar{Q}_x = Q_x + Q_x' = \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}$$

$$= -B\left[\frac{\partial^3 w}{\partial x^3} + (2-\nu)\frac{\partial^3 w}{\partial y^2 \partial x}\right] = 0$$

and for edge y = constant : (26b)

$$\bar{Q}_y = Q_y + Q_y' = \frac{\partial M}{\partial y} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial x}$$

$$= -B\left[\frac{\partial^3 w}{\partial y^3} + (2-\nu)\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y}\right] = 0$$

The solution of the problem can be attained by one of the followings two ways of calculation :

i) *Direct way of calculation :*

In this procedure, the sum of moments and the deflections of the discussed plate are to be directly determined by solving the two groups of finite differences equations :

$$\left(\frac{\Delta^2 M}{\Delta x^2}\right)_k + \left(\frac{\Delta^2 M}{\Delta y^2}\right)_k = -p_k \qquad (11)$$

$$\text{and } \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2}\right)_k + \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2}\right)_k = -\frac{M_k}{B} \qquad (12)$$

Due to symmetry, it is sufficient to carry out the calculations on one eighth of the plate net points. The only difficulty is the fact that, by solving equations (11) and satisfying boundary condition (23b), the calculated results for M are still of unknown values and these should be introduced in this form in equations (12). Solving next the system of equations (12), and taking into consideration the boundary condotions (23a) and (26a), the deflections w can be determined as functions of the unknown values of M. Finally, these can be determined by aid of the boundary condition (26b) and thus, the deflection values w and the corresponding internal forces can be attained.

ii) *Calculation by superposition :*

In this procedure, the plate can be assumed in the first step as a full plate without openings under he effect of external loads, and indicated as solution I. The results obtained from this step should be corrected in a second step (solution II), considering the effect of the opening. In this step, balancing moments and shearing forces are to be considered acting on the opening perimeter in an unloaded plate. By superposition of the two solutions I & II, the opening edges should be finally free of stresses, thus the balancing moments at the opening perimeter in solution II should be as follows :

at edge x = const.

$$M_{xII} = -M_{xI} = \left(\frac{\partial^2 w_I}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w_I}{\partial y^2}\right) . B \quad (28a)$$

and at edge y = const.

$$M_{yII} = -M_{yI} = \left(\frac{\partial^2 w_I}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w_I}{\partial x^2}\right) . B$$

and the balancing virtical forces $\bar{Q}_{II}$

at edge x = const. $\bar{Q}_{xII} = -\bar{Q}_{xI}$

$$= B\left[\frac{\partial^3 w_I}{\partial x^3} + (2-\nu)\frac{\partial^3 w_I}{\partial y^2 \partial x}\right] \qquad (28b)$$

and at edge y = const. $Q_{yII} = -Q_{yI}$

$$= B\left[\frac{\partial^3 w_I}{\partial y^3} + (2-\nu)\frac{\partial^3 w_I}{\partial x^2 \partial y}\right]$$

$$Q_y' = -\frac{(1-\nu)\,B}{144\,\lambda^3}\,[\,(w_L + w_A - w_G - w_D) + 8\,(-w_E - w_C + w_H + w_h) + 16\,(-w_R - w_I + w_g + w_J) + 128\,(w_r + w_q - w_p - w_o) + 30\,(w_v - w_u) + 240\,(-w_n + w_m)\,] \qquad (20)$$

The extreme values of bending moments (principal bending moments) are given, as usually known :

$$M_{\substack{max.\\min.}} = \frac{M_x + M_y}{2} \pm \tfrac{1}{2}\sqrt{(M_x - M_y)^2 + 4\,M^2_{xy}} \qquad (21)$$

which happen in directions of zero twisting moments, making an angle Φ with the x-axis, so that :

$$\tan 2\,\Phi = \frac{2\,M_{xy}}{M_x - M_y} \qquad (21')$$

The extreme values of twisting moments (principal twisting moments) are given by :

$$M_{xy\,(extr.)} = \tfrac{1}{2}\sqrt{(M_x - M_y)^2 + 4\,M^2_{xy}} \qquad (22)$$

which happens in a direction bisecting the right angles enclosed by the directions of the principal bending moments.

4. SOLUTION PROCEDURE.

The boundary conditions at the supported edge sides of the plate, which must be fulfilled, are known as :

for the deflection : $w = o$ (23a)

and for the moment sum: $M = o$ (23b)

Figure 2 shows a strip of an external simply supported edge, in which the plate squared mesh form is assumed to be extended by the breadth λ outside the plate region. However, the ordinates w and M of the nodes outside the plate area are so determined to fulfill the boundary conditions. Writing the finite differences equation (11') at the edge

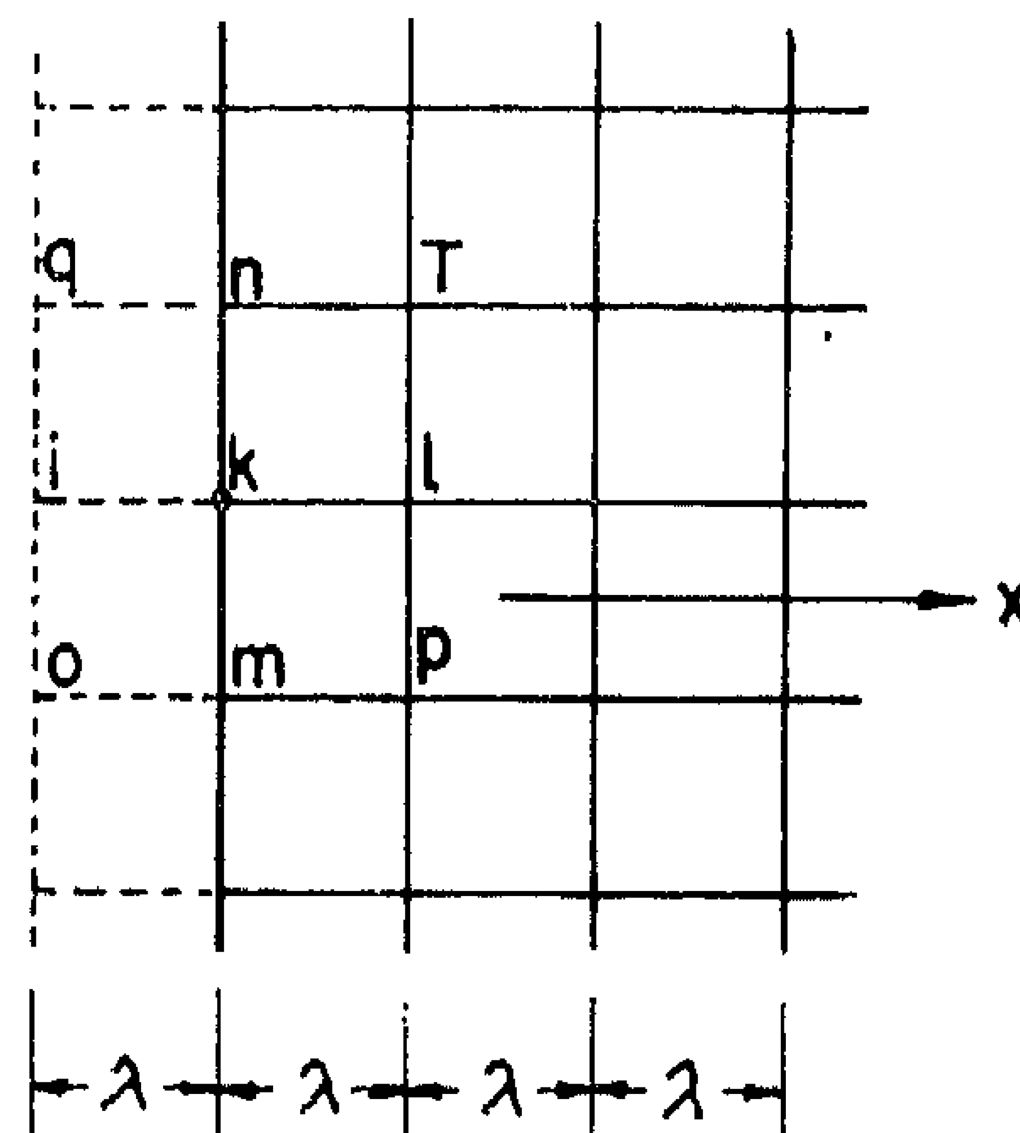


Fig. 2

point k, and substituting $M_n = M_K = M_m = o$, the moment sum at point i is obtained as :

$$M_i = -M_l - p\,\lambda^2 \qquad (24)$$

similarly, considering $w_n = w_k = w_m = o$, the following relation is obtained from equation (12') :

$$w_i = -w_l \qquad (25)$$

On the other hand, if calculations are carried out by closely approached finite differences, as what will be shown later, equations (23a) and (23b) only would not be sufficient to determine the values of w and M for the external net points outside the plate region. Thus, an extra number of equations is needed, which may be for example a set of equations (11') and (12'), to be added at each edge point of the plate. However, because of the fact that the boundary conditions of a simply supported plate edge are not affected by the first derivatives of M and w, the finite differences equations (11") and (12") at edge points can be directly replaced by the formal finite differences equations (11') and (12').*

On the other side, the boundary conditions of the entirely free edges of the plate at the opening, namely neither bending moments

* **Kollatz, L. : Eigenwertaufgaben mit technischen Anwendungen, Leipzig, 1949.**

Dealing with squared plates with squared openings, the mesh dimensions are most favourable to be taken with $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$. The finite differences equations (11) and 12) are thus expressed at point k as follows :

a) in formal finite differences :

$$- M_i - M_n + 4 M_K - M_m = p \lambda^2 \quad (11')$$

and

$$- w_i - w_n + 4 w_K - w_l - w_m = \frac{M_K.\lambda^2}{B} \quad (12')$$

b) for closely approached finite differences :

$$60 M_K - 16 (M_i + M_l + M_m + M_n) + (M_s + M_t + M_u + M_v) = 12 p_K \lambda^2 \quad (11'')$$

and

$$60 w_K - 16 (w_i + w_l + w_m + w_n) + (w_s + w_t + w_u + w_v) = \frac{12 M_K \lambda^2}{B} \quad (12'')$$

Also, internal forces in plates can be expressed analogically as follows :

a) in formal finite differences solutions : for bending moments :

$$M_x = - B \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} + \nu \frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2}\right)_K = \frac{B}{\lambda^2} [(2w_K - w_i - w_l) + \nu (2w_K - w_m - w_n)]$$

$$M_y = - B \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} + \nu \frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2}\right)_K = \frac{B}{\lambda^2} [(2w_K - w_m - w_n) + \nu (2w_K - w_i - w_l)] \quad (14)$$

for twisting moments :

$$M_{xy} = - B (1 - \nu) \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x . \Delta y}\right)_K = (1 - \nu) \frac{B}{4\lambda^2} [(w_p + w_q) - (w_o + w_r)] \quad (15)$$

for shearing forces :

$$Q_x = \left(\frac{\Delta M}{\Delta x}\right)_K = \frac{1}{2\lambda} (M_l - M_i) ,$$

$$Q_y = \left(\frac{\Delta M}{\Delta y}\right)_K = \frac{1}{2\lambda} (M_n - M_m) \quad (16)$$

for extra shearing forces due to torsion at edges :

$$Q_x' = \left(\frac{\Delta M_{xy}}{\Delta y}\right)_K = (1 - \nu) \frac{B}{2\lambda^3} [(2w_l - w_p - w_r) - (2w_i - w_o - w_q)] \quad (17)$$

$$Q_y' = \left(\frac{\Delta M_{yx}}{\Delta x}\right)_K = (1 - \nu) \frac{B}{2\lambda^3} [(2w_n - w_r - w_q) - (2w_m - w_o - w_p)]$$

and for reactions at edges :

$$\overline{Q}_x = Q_x + Q_x'$$

$$\overline{Q}_y = Q_y + Q_y' \quad (17')$$

or

b) in closely approached finite differences solutions :

$$M_x = \frac{B}{12\lambda^2} [(w_t - 16 w_l + 30 w_k - 16 w_i + w_s) + \nu (w_v - 16 w_n + 30 w_k - 16 w_m + w_u)] \quad (18)$$

$$M_y = \frac{B}{12\lambda^2} [(w_v - 16 w_n + 30 w_k - 16 w_m + w_u) + \nu (w_t - 16 w_l + 30 w_k - 16 w_i + w_s)]$$

$$Q_x = \frac{1}{12\lambda} (- M_t + 8 M_l - 8 M_i + M_s)$$

$$Q_y = \frac{1}{12\lambda} (- M_v + 8 M_n - 8 M_m + M_u) \quad (19)$$

$$Q_x' = - \frac{(1 - \nu) B}{144 \lambda^3} [(w_L + w_G - w_A - w_D) + 8 (- w_R - w_g + w_I + w_J) + 16 (- w_E - w_H + w_G + w_h) + 128 (w_r + w_p - w_q - w_o) + 30 (w_t - w_s) + 240 (- w_l + w_i)]$$

Table 1

Method	Derivative	Expression (at point k)	Next terms in Taylor's series
Formal finite differences	w'	$\frac{\Delta w}{\Delta x} = \frac{1}{2\lambda_x}(w_\ell - w_i)$	$-\frac{\lambda^2_x}{6}(\frac{\Delta^3 w}{\Delta x^3})_k - \dots$
		$\frac{\Delta w}{\Delta y} = \frac{1}{2\lambda_y}(w_n - w_m)$	$-\frac{\lambda^2_y}{6}(\frac{\Delta^3 w}{\Delta y^3})_k - \dots$
	w''	$\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} = \frac{1}{\lambda_x^2}(w_\ell - 2w_k + w_i)$	$-\frac{\lambda^2_x}{12}(\frac{\Delta^4 w}{\Delta x^4})_k - \dots$
		$\frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} = \frac{1}{\lambda_y^2}(w_n - 2w_k + w_m)$	$-\frac{\lambda^2_y}{12}(\frac{\Delta^4 w}{\Delta y^4})_k - \dots$
	w'''	$\frac{\Delta^3 w}{\Delta x^3} = \frac{1}{2\lambda_x^3}(w_t - 2w_\ell + 2w_i - w_s)$	$-\frac{\lambda^2_x}{4}(\frac{\Delta^5 w}{\Delta x^5})_k + \dots$
		$\frac{\Delta^3 w}{\Delta y^3} = \frac{1}{2\lambda_y^3}(w_v - 2w_n + 2w_m - w_u)$	$-\frac{\lambda^2_y}{4}(\frac{\Delta^5 w}{\Delta y^5})_k - \dots$
	w^{IV}	$\frac{\Delta^4 w}{\Delta x^4} = \frac{1}{\lambda_x^4}(w_t - 4w_\ell + 6w_k - 4w_i + w_s)$	$-\frac{\lambda^2_x}{6}(\frac{\Delta^6 w}{\Delta x^6})_k - \dots$
		$\frac{\Delta^4 w}{\Delta y^4} = \frac{1}{\lambda_y^4}(w_v - 4w_n + 6w_k - 4w_m + w_u)$	$-\frac{\lambda^2_y}{6}(\frac{\Delta^6 w}{\Delta y^6})_k - \dots$
Closely approached finite differences	w'	$\frac{\Delta w}{\Delta x} = \frac{1}{12\lambda_x^2}(-w_t + 8w_\ell - 8w_i + w_s)$	$+\frac{\lambda^4_x}{30}(\frac{\Delta^5 w}{\Delta x^5})_k + \dots$
		$\frac{\Delta w}{\Delta y} = \frac{1}{12\lambda_y^2}(-w_v + 8w_n - 8w_m + w_u)$	$+\frac{\lambda^4_y}{30}(\frac{\Delta^5 w}{\Delta y^5})_k + \dots$
	w''	$\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2} = \frac{1}{12\lambda_x^2}(-w_t + 16w_\ell - 30w_k + 16w_i - w_s)$	$+\frac{\lambda^4_x}{90}(\frac{\Delta^6 w}{\Delta x^6})_k + \dots$
		$\frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2} = \frac{1}{12\lambda_y^2}(-w_v + 16w_n - 30w_k + 16w_m - w_u)$	$+\frac{\lambda^4_y}{90}(\frac{\Delta^6 w}{\Delta y^6})_k + \dots$

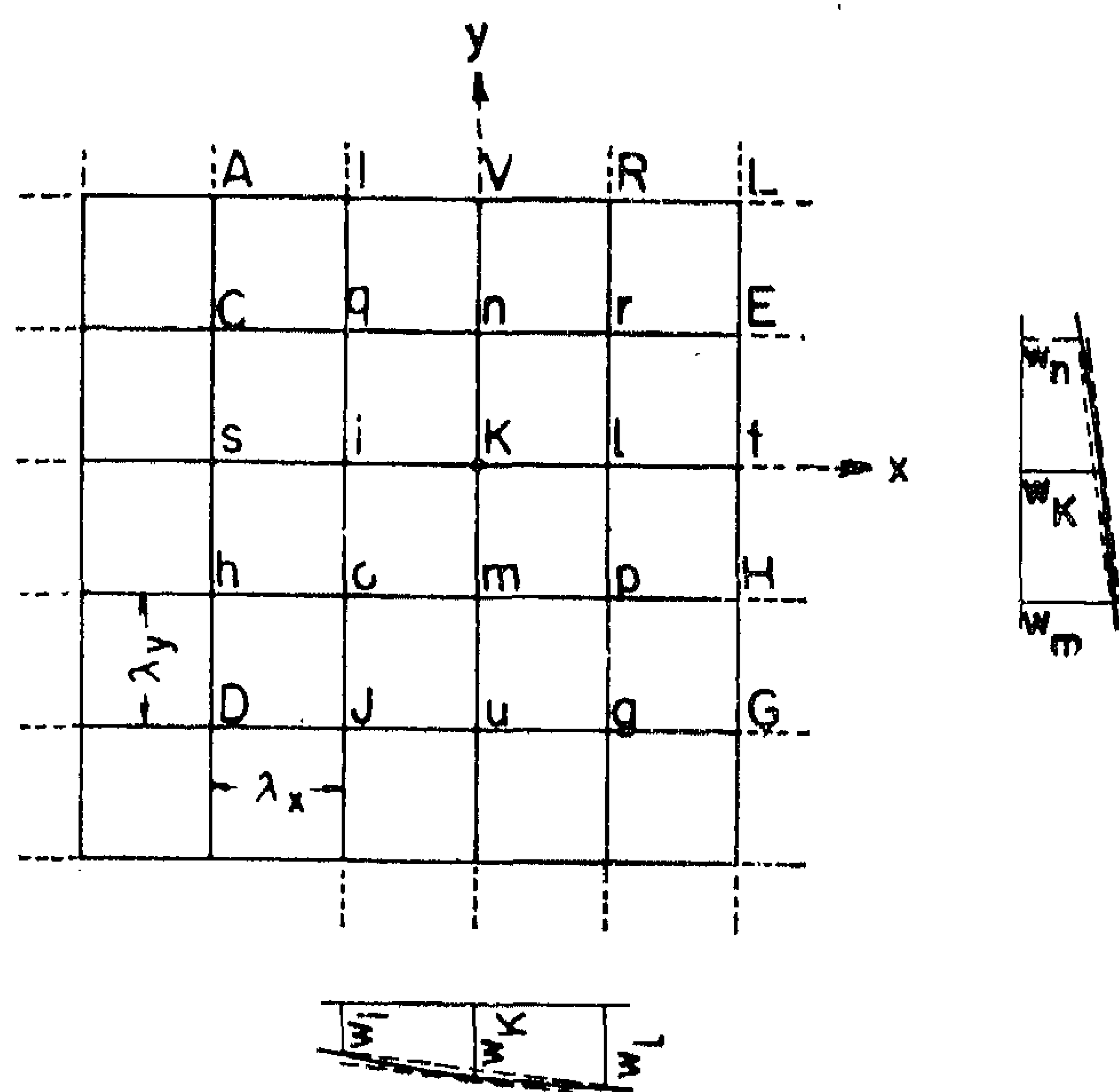


Fig. 1

which obviously, cannot express very accurately the differential derivative $\frac{\delta w}{\delta x}$ at point k. However, this accuracy can be closely verified if w_l and w_i are developed in Taylor's series in the form :

$$w_l = w_{(k+\lambda_x)} = w_k + \lambda_x \left(\frac{\Delta w}{\Delta x}\right)_K + \frac{\lambda^2_x}{2!}\left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2}\right)_k + \frac{\lambda^3_x}{3!}\left(\frac{\Delta^3 w}{\Delta x^3}\right)_K + \frac{\lambda^4_x}{4!}\left(\frac{\Delta^4 w}{\Delta x^4}\right)_k + \frac{\lambda^5_x}{5!}\left(\frac{D^5 w}{\Delta x^5}\right)_k + \dots\dots$$

$$w_i = w_{(k-\lambda_x)} = w_k - \lambda_x \left(\frac{\Delta w}{\Delta x}\right)_K + \frac{\lambda^2_x}{2!}\left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2}\right)_K - \frac{\lambda^3}{3!}\left(\frac{\Delta^3 w}{\Delta x^3}\right)_K + \frac{\lambda^4_x}{4!}\left(\frac{\Delta^4 w}{\Delta x^4}\right)_K - \frac{\lambda^5_x}{5!}\left(\frac{\Delta^5 w}{\Delta x^5}\right)_K + \dots\dots$$

Thus the right hand term of expressions (13) can be written as :

$$\frac{1}{2\lambda_x}(w_l - w_i) = \left(\frac{\Delta w}{\Delta x}\right)_k + \frac{\lambda^2}{6}\left(\frac{\Delta^3 w}{\Delta x^3}\right) + \frac{\lambda^4_x}{120}\left(\frac{\Delta^5 w}{\Delta x^5}\right)_k + \dots\dots$$

and the finite differences quotient is expressed in closely approached form :

$$\left(\frac{\Delta w}{\Delta x}\right)_k = \frac{1}{2\lambda_x}(w_l - w_i) - \frac{\lambda^2_x}{6}\left(\frac{\Delta^3 w}{\Delta x^3}\right)_k - \frac{\lambda^4_x}{120}\left(\frac{\Delta^5 w}{\Delta x^5}\right)_K \dots\dots \quad (13a)$$

This new linear combination of finite differences quotients, which is produced through Taylors series, builds the base of the closely approached finite differences quotients.

Considering the second term in equation (13 a) with :

$$\left(\frac{\Delta^3 w}{\Delta x^3}\right)_K = \frac{1}{\lambda^3}\left(w_t - 2w_l + 2w_i - w_s\right)$$

then, the differential derivative $\frac{\delta w}{\delta x}$ in point k can be expressed in closely approached finite differences form as :

$$\left(\frac{\Delta w}{\Delta x}\right)_K = \frac{1}{12\lambda_x}\left(-w_t + 8w_l - 8w_i + w_s\right) \quad (13\,b)$$

In the same manner, the differences quotient can be put in more closely approached form to the differential derivative if more terms of equation (13a) are considered. It will be sufficient here to give some finite differences quotients and also some closely approached finite forms in table 1.

is given in cartesian coordinate system x,y in the form :

$$\frac{\delta^4 w}{\delta x^4} + 2\frac{\delta^4 w}{\delta x^2 \delta y^2} + \frac{\delta^4 w}{\delta y^4} = \frac{p\,(x,y)}{B}$$

Introducing for the sum of moments a notation :

$$M = \frac{M_x + M_y}{1+\nu} = -B\left(\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2}\right) \qquad (3)$$

the plate equation can be replaced by two partial differential equations of the second order as :

$$\frac{\delta^2 M}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 M}{\delta y^2} = -p \qquad (4)$$

and

$$\frac{\delta^2 w}{\delta x^2} + \frac{\delta^2 w}{\delta y^2} = -\frac{M}{B} \qquad (5)$$

Equations (4) & (5) have the form of the equations- of deflection of a flexible membrane, stretched in plane by uniformly distributed tension H (or H′ respectively) and laterally loaded by a uniform load p (x,y) or $(\frac{M_{(x,y)}}{B})$ respectively. The deflections ζ (or ζ' respestively) of such membrane are given as :

$$\frac{\Delta^2 \zeta}{\Delta x^2} + \frac{\Delta^2 \zeta}{\Delta y^2} = -\frac{p}{H} \qquad (6)$$

and

$$\frac{\Delta^2 \zeta'}{\Delta x^2} + \frac{\Delta^2 \zeta'}{\Delta y^2} = -\frac{M}{H'B} \qquad (7)$$

in which, it is obvious that the ordinates ζ of a flexible membrane laterally loaded by p(x,y) and uniformly stretched in plane with a tensile force H=1 are identical to the moment sum M(x,y) of a plate laterally loaded by p(x,y). Analogically, the deflections ζ' (x,y) of a flexible laterally loaded membrane with the elastic weights $\frac{M}{B}$ and stretched in plane with H′=1 are identical to the deflection surface w(x,y) of a plate subjected to lateral loading p(x,y).

The membrane, principally being incapable to resist shear stresses, can be replaced by an identically equivalent net of strings, whose basic resistance to loads is through tension only. Taking a string net of rectangular mesh form, and considering the equilibrium of one of its nodes k under a load p (or elastic weight $\frac{M}{B}$ respectively), equations (6) & (7) can be replaced by the following corresponding equations respectively :

$$\left(\frac{\Delta^2 \zeta}{\Delta x^2}\right)_K + \left(\frac{\Delta^2 \zeta}{\Delta y^2}\right)_K = -\frac{p_K}{H} \qquad (8)$$

and

$$\left(\frac{\Delta^2 \zeta'}{\Delta x^2}\right)_K + \left(\frac{\Delta^2 \zeta'}{\Delta y^2}\right)_K = -\frac{M_K}{H'B} \qquad (9)$$

Taking H=1 and H′=1, the values ζ & ζ' can be introduced at any node k as :

$$\zeta_K = M_K \qquad \zeta'_K = w_K \qquad (10)$$

and so, equations (8) & (9) can be written at k in the form :

$$\left(\frac{\Delta^2 M}{\Delta x^2}\right)_K + \left(\frac{\Delta^2 M}{\Delta y^2}\right)_K = -p_K \qquad (11)$$

and

$$\left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta x^2}\right)_K + \left(\frac{\Delta^2 w}{\Delta y^2}\right)_K = -\frac{M_K}{B} \qquad (12)$$

which can also be directly obtained by putting equations (4) & (5) in finite differences form.

3. APPLICATION OF FINITE DIFFERENCES.

According to the kind of the finite differences method used, equations (11) and (12) can be derived in different forms at the plate points.

Using usual finite differences, the quotient $(\frac{\Delta w}{\Delta x})_K$, for example, regarding figure 1 is given as :

$$\left(\frac{\Delta w}{\Delta x}\right)_K = \frac{1}{2\lambda_x}\,(w_l - w_{l'}) \qquad (13)$$

SIMPLY SUPPORTED SQUARED PLATES WITH CENTRAL SQUARED OPENINGS

By

Dr. MOHAMED M. EL-HASHIMY
Dr. Sc. Techn.
Assist. Professor of Reinforced Concrete
Faculty of Engineering, Assiut University

INTRODUCTION

The problem of squared plates with squared openings is mathematically complicated and not yet solved. The difficulty, as what is in other problems of plates with openings, is mainly in fulfilling the boundary conditions at the external and internal edges of the plate in combination with the solution of the plate partial diffferential equation.* This investigation deals to a most satisfactory extent with the problem of the simply supported squared plate with central squared opening. To avoid the problem of concentration of stresses at the corners of the openings, these corners are assumed, as what is often usually met in practice, to be rounded. However, the raduis of curvature is assumed to be small compared to the opening itself, so that its effect — except on the change of the position of the squared corner point from the opening edges to the inside of the plate — is neglected in the calculations.

The investigation is based on the elastic membrane theory of Marcus.** The solutions are carried out either by replacing the partial differential equations by formal finite differences or by closely approached finite differences equations. *** The problem is solved either directly as a plate with an opening from the first step, or also by superposition regarding a full plate without openings in the first step, and then correcting the results considering the effect of the opening.

The problem is solved for different ratios of opening sizes. The results are tabulated in tables and curves to cover practically the design basis of such plates which are often met in different engineering fields. Comparing the results, the investigation leads to show the effect of the openings on the deflections and the stresses distribution in the plates related to the case of the full plate.

2. BASIS OF ELASTIC MEMBRANE THEORY.

The plate equation of Lagrange :

$$\Delta\Delta w = \frac{p}{B} \qquad (1)$$

in which w = deflection of the plate

p = intensity of loading

$B = \frac{EI}{1-\nu^2}$ = flexural rigidity of the plate

and ν = Poissons ratio

* EL-HASHIMY, Contribution to the long rectangular plate strip with central small circular hole. The Proceedings of the Engineering Societies, July 1962.
EL-HASHIMY, Die totale eingespannte exzentrische Kreisringplatte, Ausgewählte Plattenprobleme. Verlag Leeman, Zürich 1956.
EL-HASHIMY, Die rechteckige Platte mit zentrischer Kreisförmiger Aussparung, Ausgewählte Plattenprobleme. Verlag Leemann, Zürich 1956.

** MARCUS, H., Die Theorie elastischer Gewebe und ihre Anwendungen auf die Berechnungen biegsamer Platten. Berlin 1924.

*** KOLLATZ., L., Eigenwertaufgaben mit technischen Anwendungen. Leipzig 1949.

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at the address of the Egineering Society at Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are ipso facto subscribers of this periodical.

Subscription for engineers P.T.60 per annum.

Subscription for others P.T.200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers,
28, Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106

ADVERTISEMENTS

JOURNAL OF
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS
U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

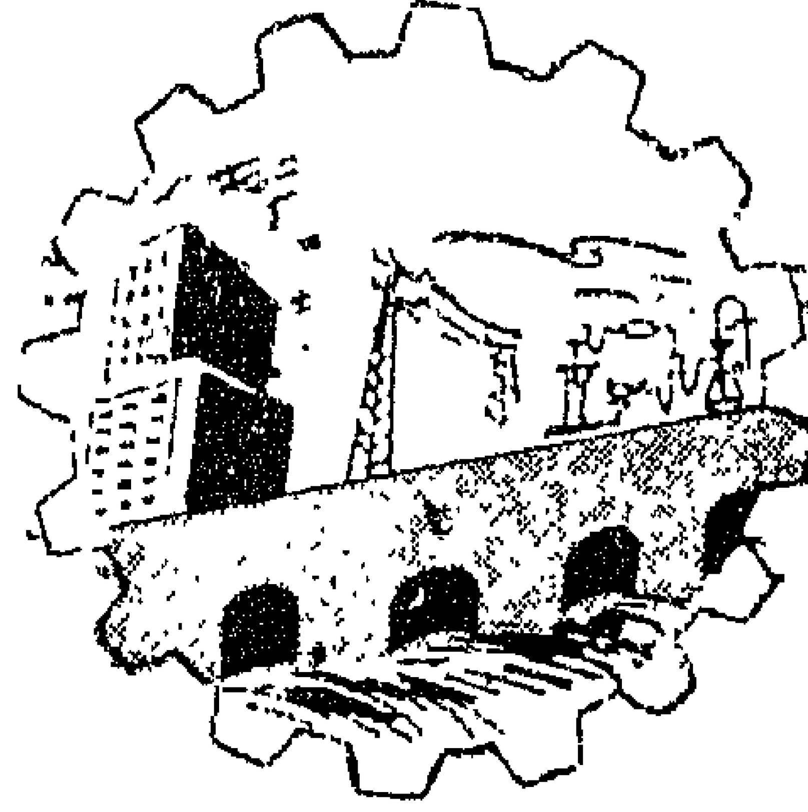
VOL., IV — No. 2 — April-May-June 1965

CONTENTS

ENGLISH SECTION

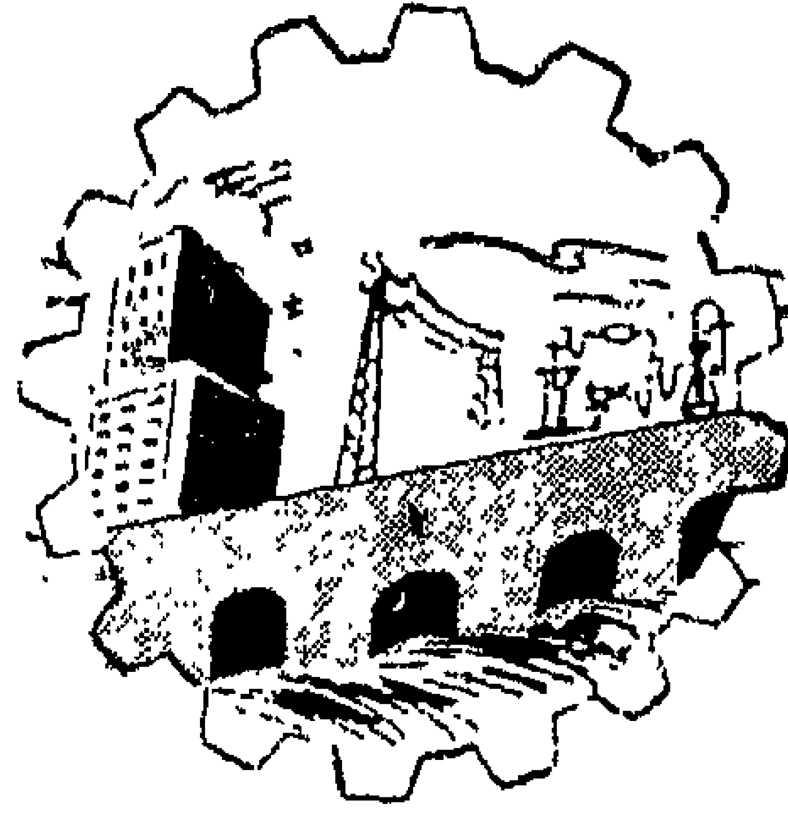
ARABIC SECTION

"Mondiale" Press—Cairo



JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U. A. R.

April-May-June 1965
Vol. IV
No. 2



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

العدد الثالث — المجلد الرابع — يوليو – أغسطس – سبتمبر ١٩٦٥

مجلة جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور

جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة الرابعة — العدد الثالث — يوليو — أغسطس — سبتمبر ١٩٦٥

محتويات لهذا العدد

القسم العربى

القسم الأفرنجى

بيـانات :

مقر المجـلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الإشتراكات:

- جميع أعضاء جمعية المهندسين بالقاهرة مشتركون فى المجـلة بحكم عضويتهم .

الاشـتراك السنوى

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضاء :	٦٠ ص	٢٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة .

- **ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية وأى تعليقات علمية للمناقشة**
- **المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن أى كاتبها فقط**

لجنة التحرير

دراسة المد والجزر في البحار لتعيين متوسط منسوب سطح البحر لاستخدامه في أعمال الميزانيات

للدكتور المهندس مصطفى امام شعبان

لدراسة المد والجزر يجب معرفة أسبابه ونتائجه والقوى المختلفة التي تنشئه وتقومه وتعدله مما يلزم المساح البحري ليكون ملماً بما سيصادفه من طبيعة اختلاف منسوب البحر ارتفاعاً وانخفاضاً وما سيلاقيه من الاختلاف مما يكون له علاقة وثيقة بالجس وسير الأعماق وربط المناسيب وما إلى ذلك من أعمال الميزانية ومساحة الشواطىء والموانى .

والمد والجزر هي تلك الظاهرة الطبيعية التي يعرفها الملاح ويشاهدها رواد الشواطىء من ارتفاع البحر ثم انخفاضه في حركة بطيئة دورية منتظمة ويتضح لمن يراقب سير هذه الحركة أنها تتبع في ظاهرها سير القمر في السماء لأن ارتفاع الماء يحدث مرتين في اليوم تقريباً عقب أو قبل عبور القمر بزمن يكاد يكون ثابتاً .

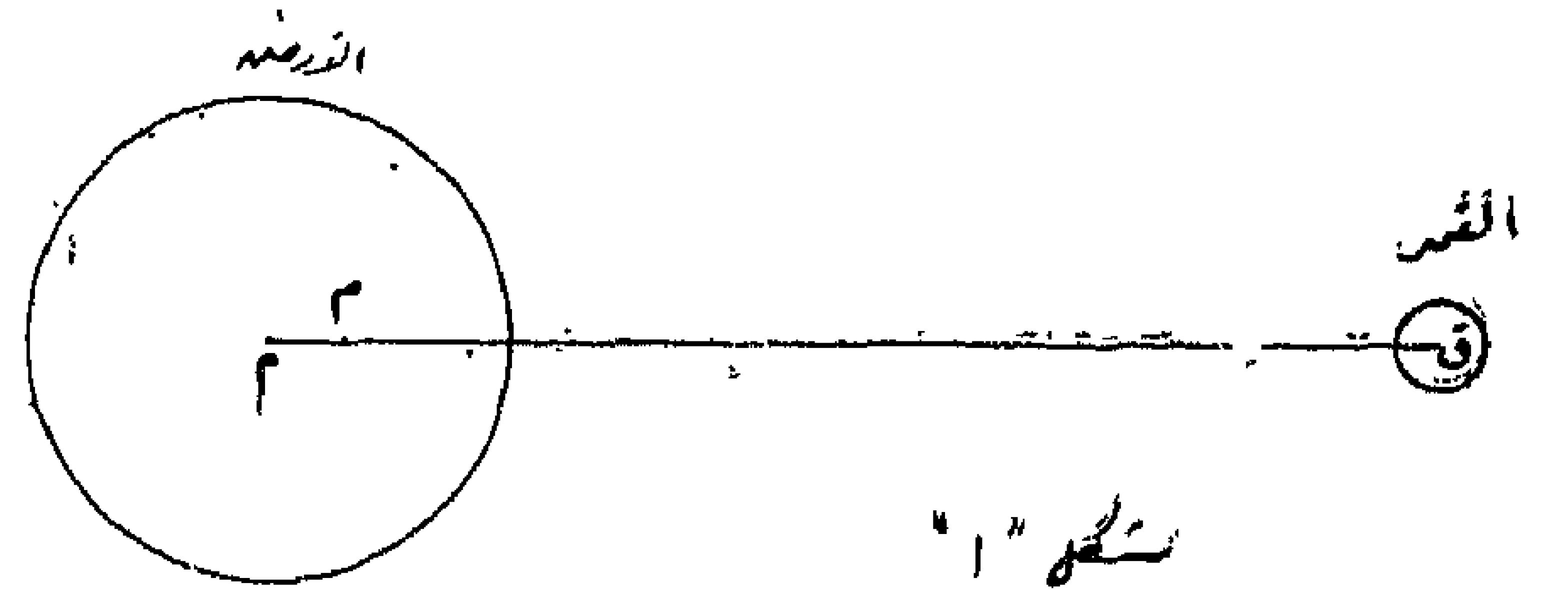
وفي غالبية البحار يرتفع الماء فوق المتوسط بمقدار ما ينخفضه أي أن متوسط منسوب سطح البحر هو الوسط بين ارتفاعه في المد وانحساره في الجزر والفرق بين منسوبي المياه في المد والجزر يسمى المدى ويختلف المدى باختلاف الجهات باختلاف تشكل الشاطىء وتداخل الخلجان والجزر واعتراض التيارات المائية واشتداد الرياح واتجاهها واختلاف أيام الشهر والمد والجزر تأثير على البحر غير رفع الماء وخفضه فإنه يحدث تيارات تسير وقت المد في اتجاه وتعود عند الجزر في اتجاه آخر قد يكون عكسياً وقد تشتد هذه التيارات وتسرع حتى تصبح خطراً على الملاحة وذات أثر فعال على المنشآت الهندسية الواقعة في منطقتها .

إن أسباب المد والجزر هي الأجرام السماوية وجذبها الماء الذي على سطح الأرض وهي معرفة وصلنا إليها عن طريق المشاهدة إذ رأينا أن ماء البحر يرتفع عند توسط الشمس والقمر لكبد السماء على أن الموضوع لم يبحث جدياً ويحقق تحقيقاً علمياً سنة ١٦٨٧ ميلادية فقد استوفاه العلامة « إسحق نيوتن » واستدل بالمد والجزر على صحة قوانينه في الجاذبية العامة فأوجد لظاهرة المد والجزر نظرية تسمى بنظرية تعادل القوى . .

وقانون نيوتن في الجاذبية ينص على أن كل جسم في الكون يجذب كل جسم آخر بقوة تعمل في الخط المستقيم الذي يصل الجسمين ببعضهما وتتناسب في المقدار مع حاصل ضرب كتلتيهما ومع عكس مربع المسافة بينهما .

ولتطبيق هذا القانون على نظرية تعادل القوى الخاصة بالمد والجزر نفترض أن الأرض يحوطها الماء من جميع نواحيها على شكل غلاف ذي سمك واحد وأن هذا الماء لا عزم ولا قوام له ففي مقدوره أن يتخذ في الحال الشكل الذي يستلزمه تعادل القوى المؤثرة عليه ثم نبحث بعد ذلك تأثير الأجرام السماوية في جذبها لهذا الماء ولنختار القمر

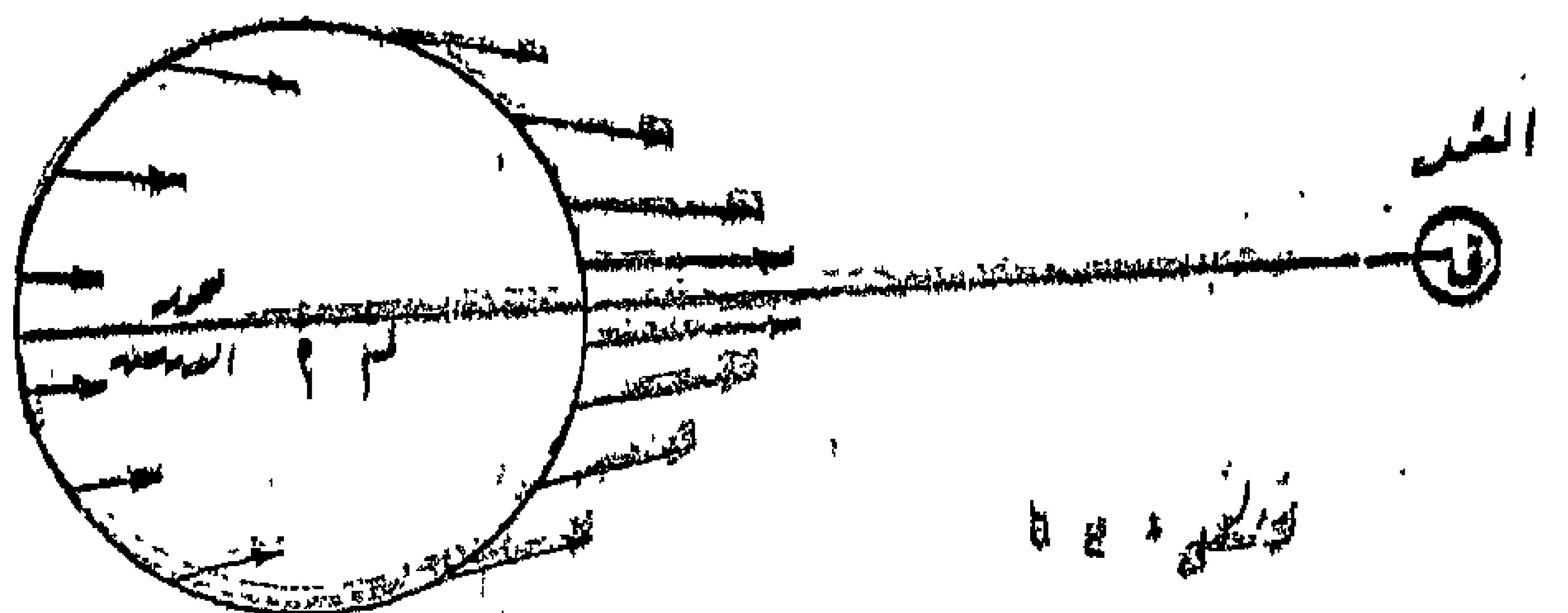
لأنه الأشد تأثيراً لقربه من الأرض فنفرض أن القمر والأرض هما الجرمان الوحيدان فى الوجود وأنهما يجذبان بعضهما البعض بقوة تعمل فى اتجاه المستقيم (ق ا) الواصل بين مركز القمر (ق) ومركز الأرض (ا) (شكل «١»).



شكل "١"

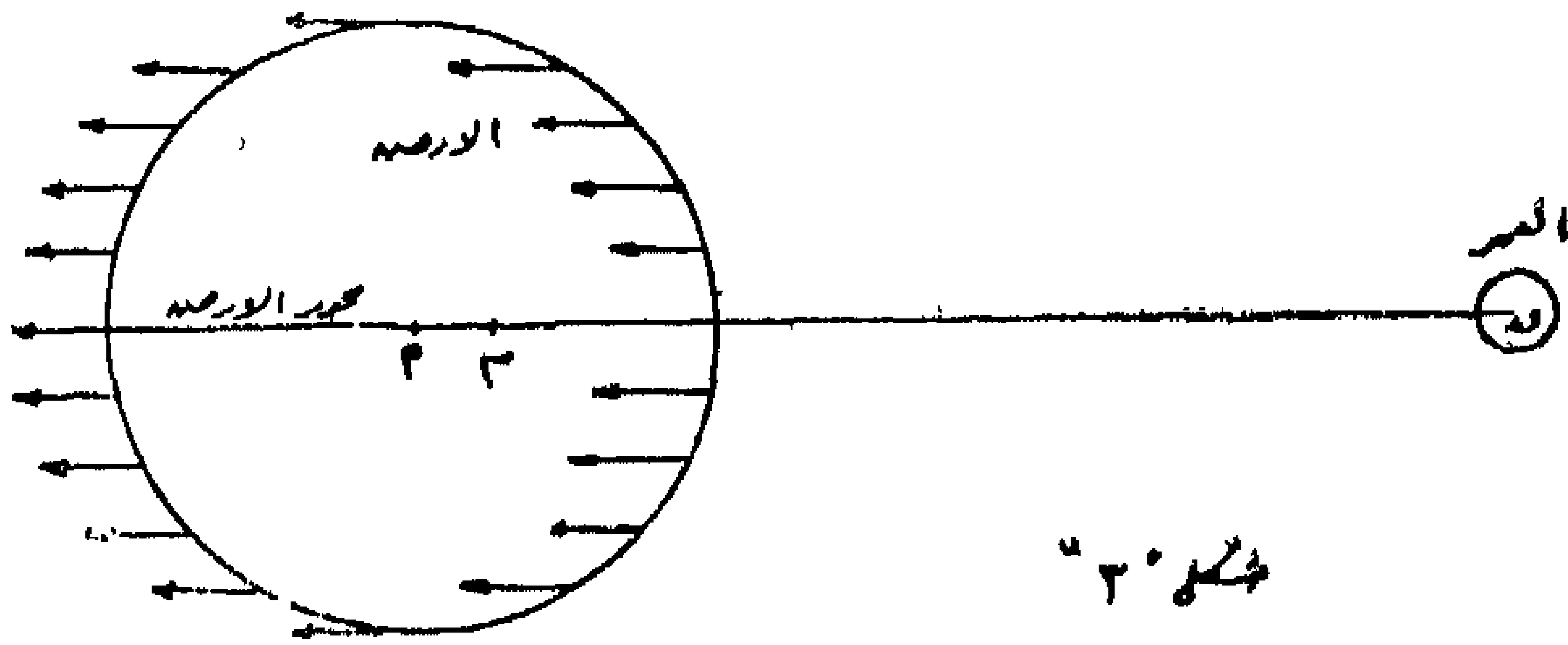
ولما كان القمر والأرض لا يندفعان إلى بعضهما تحت تأثير هذه الجاذبية بل هما حافظان المسافة بينهما فيجب أن تكون هناك قوة أو قوى أخرى تؤثر على كتلتيهما دفعاً لتعادل قوى الجاذبية وهذه القوة هى القوة الطاردة المركزية الناتجة عن دوران كل من القمر والأرض حول مركز ثقلهما المشترك (م) الذى لا يبعد كثيراً عن مركز الأرض نظراً لكبر كتلة الأرض بالنسبة إلى كتلة القمر أى أن جاذبية القمر والأرض لبعضهما هى السبب فى دورانهما حول مركز ثقلهما المشترك (م) حتى تتعادل القوى على كل منهما وبذلك لا يندفعان نحو بعضهما البعض ويصطدمان.

وإذا بحثنا تأثير هذه القوى المتعادلة على الأرض على حدة فنجد أن قوة الجاذبية بين الأرض والقمر تتوزع على سطح الأرض وتتحلل إلى مجموعة من القوى متجهة نحو القمر (شكل ٢) وهذه القوى مختلفة فى المقدار فالموجود منها فى نصف سطح الأرض القريب من القمر أكبر من الموجود منها فى النصف البعيد عن القمر.



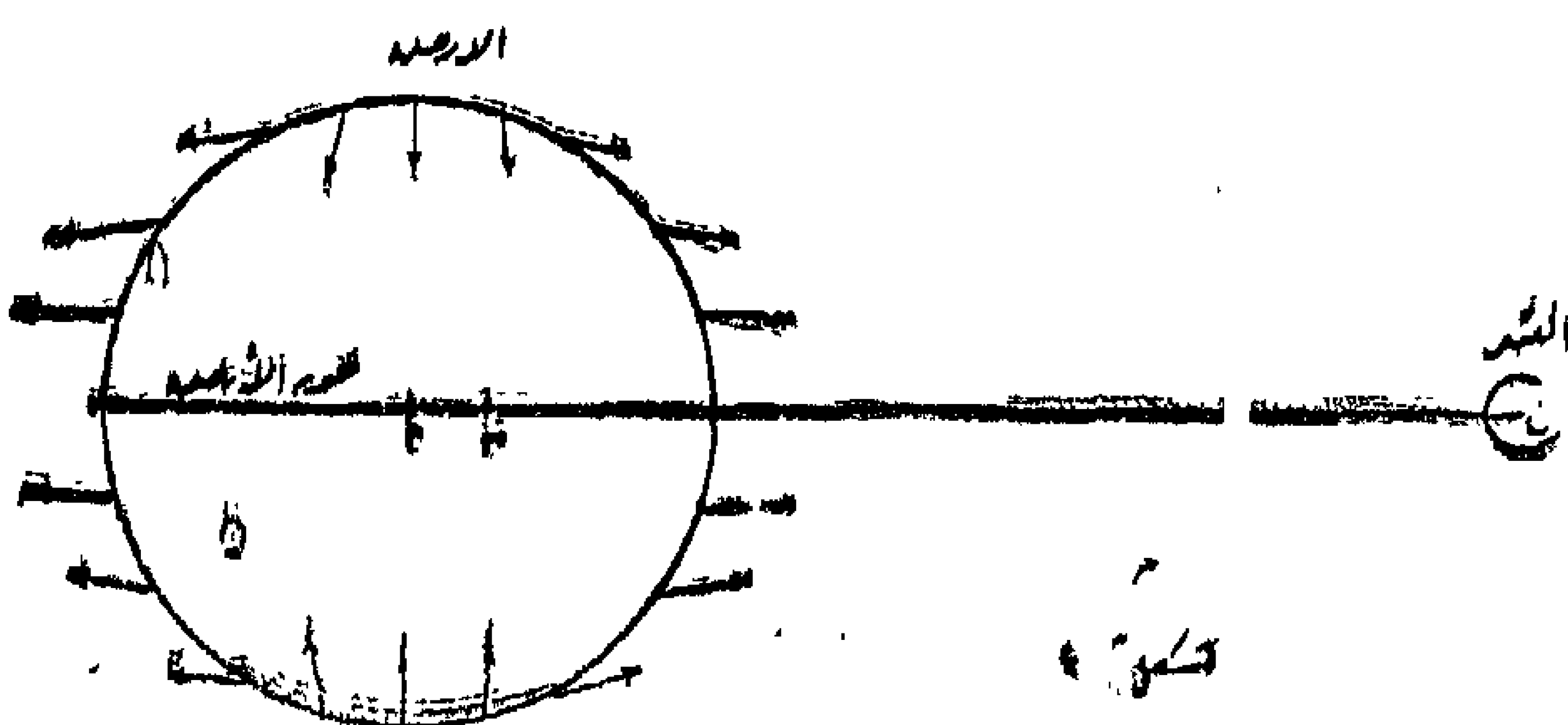
شكل "٢"

أما القوة الطاردة المركزية فتأثيرها على سطح الأرض هو توزعها إلى مجموعة من القوى متوازية توازى المستقيم (ق ا) وتعمل فى اتجاه عكسى للقوى الأولى المبينة بشكل «٢» وتكون متساوية المقدار تقريباً نظراً لقرب مركز الأرض (ا) من مركز الثقل المشترك (م) وشكل «٣» يبين اتجاه وتوزيع هذه القوى على سطح الأرض.

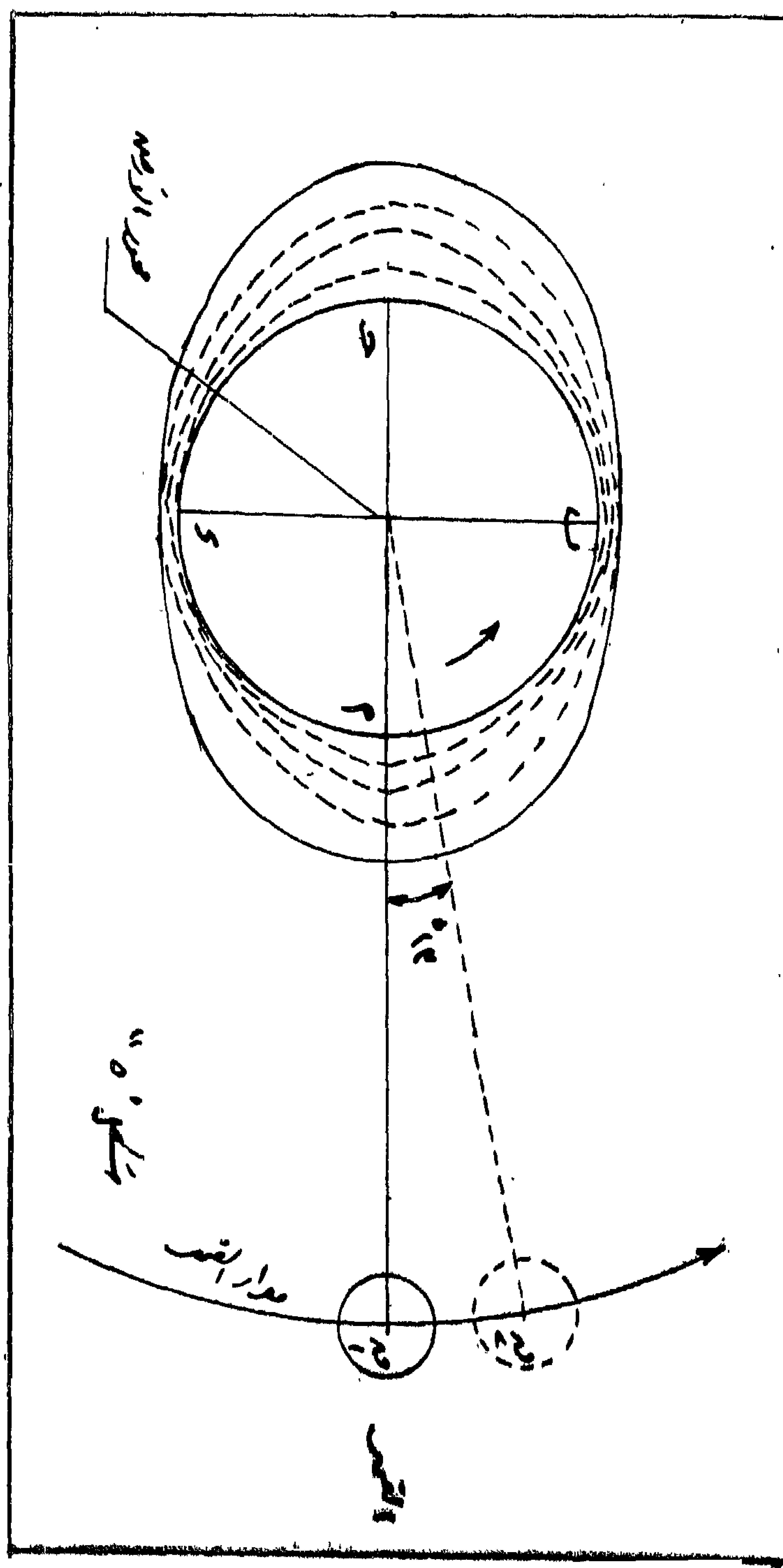


شكل "٣"

فإذا طبقنا شكل «٢» على شكل «٣» نحصل على شكل «٤» وهو يمثل توزيع محصلات القوى على سطح الأرض الناتج عن القوى المتعادلة على الأرض عن حركة الدوران وبديهى أن المجموع الكلى لهذه القوى يساوى صفراً لأن قوة الجاذبية تعادل القوة الطاردة المركزية أى أن الجزء من الأرض المواجه للقمر يعادل فى قواه الجزء البعيد عن القمر كما أن الجزء العلوى يعادل الجزء السفلى ولكن هذه القوى وإن كانت فى مجموعها الكلى متعادلة إلا أنها عند سطح الأرض غير متعادلة محلياً فهى لذلك تسبب ارتفاع الماء أو انخفاضه أى تسبب المد والجزر فيتخذ الغلاف المائى حول الأرض نتيجة لتأثير هذه القوى شكل كرة منبعجة محورها الأطول فى اتجاه القمر والأقصر فى اتجاه عمودى عليه.



شكل "٤"

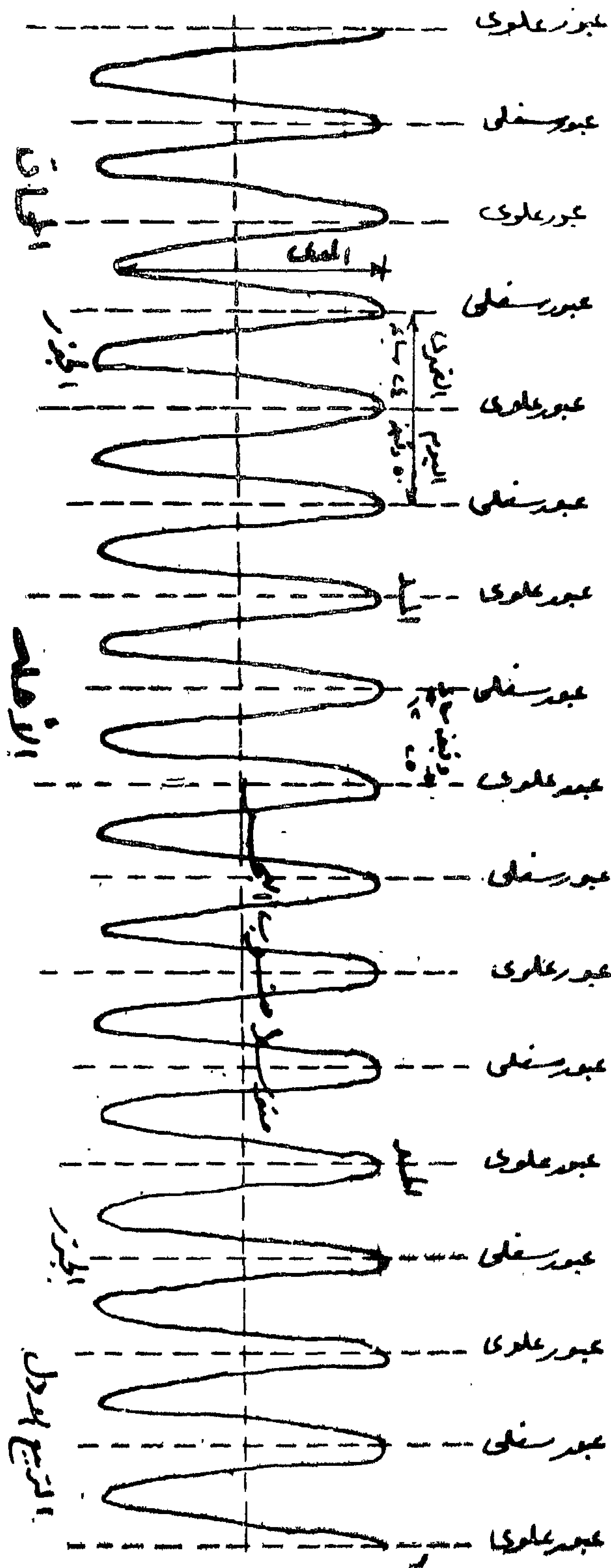


والمد فى هذه الحالة يسمى بالمد القمرى لأن سببه القمر وواضح مما تقدم أن للقمر على الأرض مدان فى وقت واحد أحدهما على نصف سطح الأرض المواجه للقمر ويسمى بمد القمر الأعلى والثانى على نصف سطح الأرض الآخر ويسمى بمد القمر الأسفل لأنه يحدث هناك عند عبور القمر الأسفل .

وحيث إن الأرض تتدور حول محورها من الغرب إلى الشرق مرة فى كل أربعة وعشرين ساعة فإذا فرضنا أن القمر عند خط استواء الأرض شكل « ٥ » فإن الماء حول الأرض سيتخذ تحت تأثير جاذبية القمر شكلا شبيه بالكرة المنبعجة والشخص الواقف عند النقطة (ا) يقابل هناك مداً أعلى للقمر ثم بانتقاله مع الأرض إلى نقطة (ب) يرى هناك جزراً ثم يقابل مداً أسفلا عند نقطة (ج) ثم يقابل جزراً عند نقطة (د) وإذا عاد إلى نقطة (ا) يكون قد أكمل دورته حول الأرض ومضى من الزمن ٢٤ ساعة .

ولكن حيث أن القمر فى دورته الشهرية حول الأرض يكون فى هذه الأربعة والعشرين ساعة قد إنتقل من مكانه الأول (ق) إلى (ق) قاطعاً زاوية مقدارها 13° تقريباً أى أن عبور القمر على مكان ما من سطح الأرض يتأخر بمتوسط ٥٠ دقيقة كل أربعة وعشرين ساعة وعلى ذلك فالواقف عند نقطة (أ) عند عودته بعد أربعة وعشرين ساعة لا يجد القمر فى عبوره بل عليه أن يستوفى ٥٠ دقيقة أخرى ليصير عند عبور القمر الأعلى حيث يجد هناك المد الأعلى للقمر ونتيجة لذلك نجد أن الزمن بين المد الأعلى والمد الأسفل هو ١٢ ساعة ٢٥ دقيقة فى المتوسط وعلى ذلك يكون لكل مكان على سطح الأرض مدين وجزرين قمريين فى كل ٢٤ ساعة ٥٠ دقيقة تقريباً .

وواضح من شكل « ٥ » أن مد القمر الأعلى لمكان (أ) يساوى فى الارتفاع والمقدار مد القمر الأسفل عند (ج) وأن حركة الماء الذى يشاهدها (أ) فى دورانه مع الأرض هى حركة بطيئة منتظمة متدرجة من ارتفاع إلى إنخفاض ثم إلى ارتفاع مساو للارتفاع السابق ثم إلى

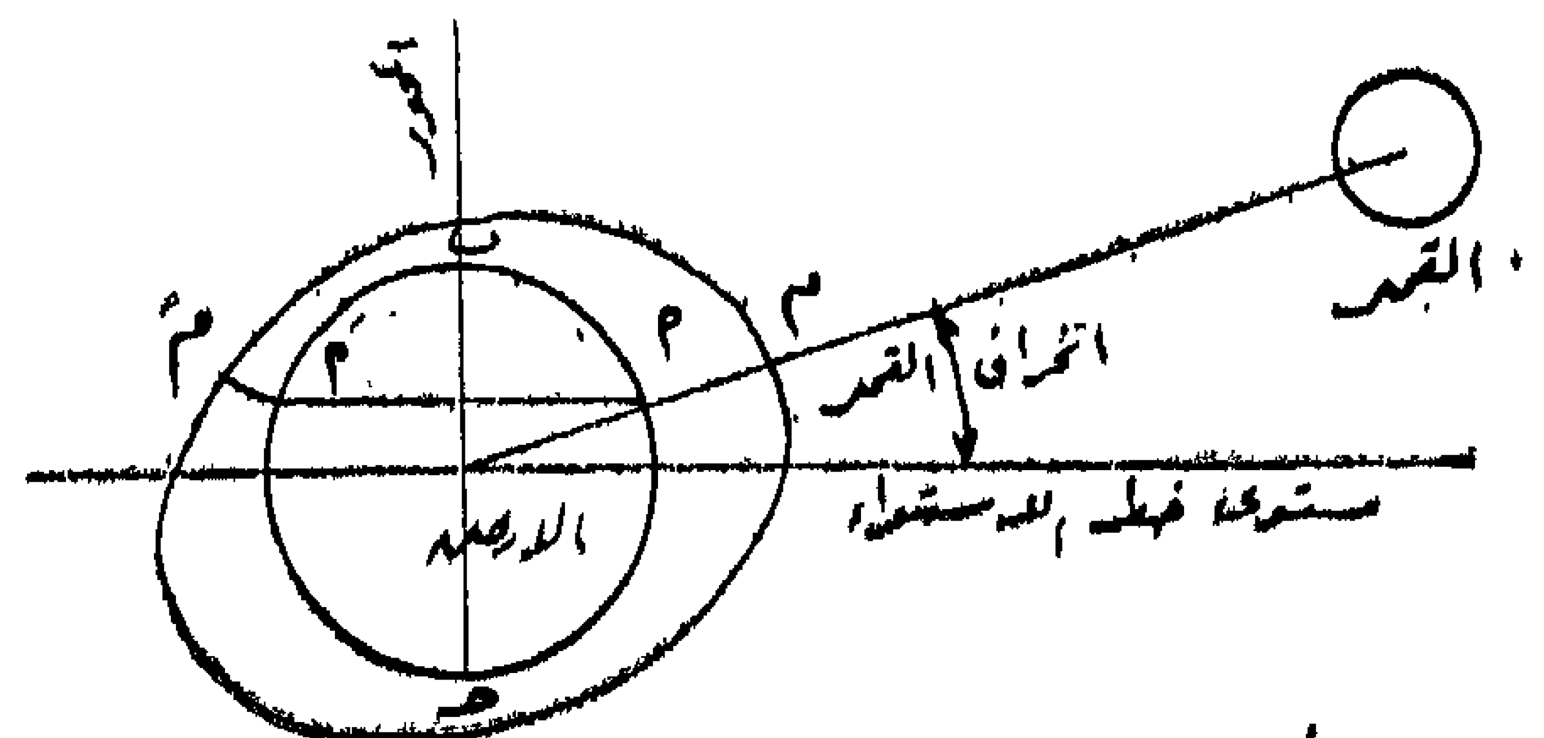


شكل " ٦ "

منحنيات المد القمرى باعتبار أن مدار القمر واقع فى مستوى خط الأستواء

انخفاض وهكذا وإذا رسمنا رسماً بيانياً يبين الزمن وارتفاع المياه فى مكان ما على سطح الأرض لنتج لنـــا منحنيات هرمونية متماثلة شكل « ٦ » متساوى فيها المدود إرتفاعا والجزور إنخفاضاً والزمن بين المد والذى يليه زمن ثابت هو الفترة بين عبور القمر الأعلى وعبوره الأسفل ومقداره حوالى ١٢ ساعة ٢٥ دقيقة .

وقد نتج تساوى إرتفاع المدود وانخفاض الجزور من إفتراضنا أن مدار القمر واقع فى مستوى خط الاستواء أى أن محور الأرض متعامد على مستوى مدار القمر والحقيقة غير ذلك فإن مدار القمر مائل على مدار الأرض حول الشمس بمقدار ٨ ٥ ومدار الأرض مائل بدوره على محورها بمقدار ٢٧ ٢٣ وينتج عن ذلك أن القمر أثناء دورته الشهرية حول الأرض ينحرف شمالا عن مستوى خط الاستواء بمقدار ٣٥ ٢٨ وذلك فى النصف الأول من الشهر القمرى وجنوباً بمقدار ١٩ ١٨ فى النصف الآخر من الشهر ويكون فى مستوى خط الإستواء مرتين فى الشهر فقط . فإذا فرضنا أن القمر كان منحرفا شمالا (شكل ٧) فإن الغلاف المائى المحيط بالـكرة الأرضية يتخذ شكلا كروياً منبعجاً محوره الأكبر فى إتجاه المستقيم الواصل من القمر إلى الأرض ويكون إرتفاع المد القمرى الأعلى وقت عبور القمر الأعلى عنـد المـكان (أ) هو (أ . م) فإذا دار المـكان (أ) مع الأرض حول محورها (ب . ح) متتبعاً خط العرض (أ . أ) فإنه يشاهد بعد ١٢ ساعة و ٢٥ دقيقة مداً قمرياً أسفلا وذلك وقت عبور القمر الأسفل عند (أ) إرتفاعه (أ . م) أقل مقداراً من (أ . م) أى أن منسوب المياه فى المدين المتعاقبين يختلف إختلافاً كبيراً ويسمى هذا الاختلاف باختلاف المد اليومى وهو اختلاف متغير بتغير إنحراف القمر ويقل شيئاً فشيئاً حتى يتقدم فيتساوى المدان عندما يكون القمر فى مستوى خط الإستواء ثم يزداد عندما يأخذ القمر فى الانحراف جنوباً .



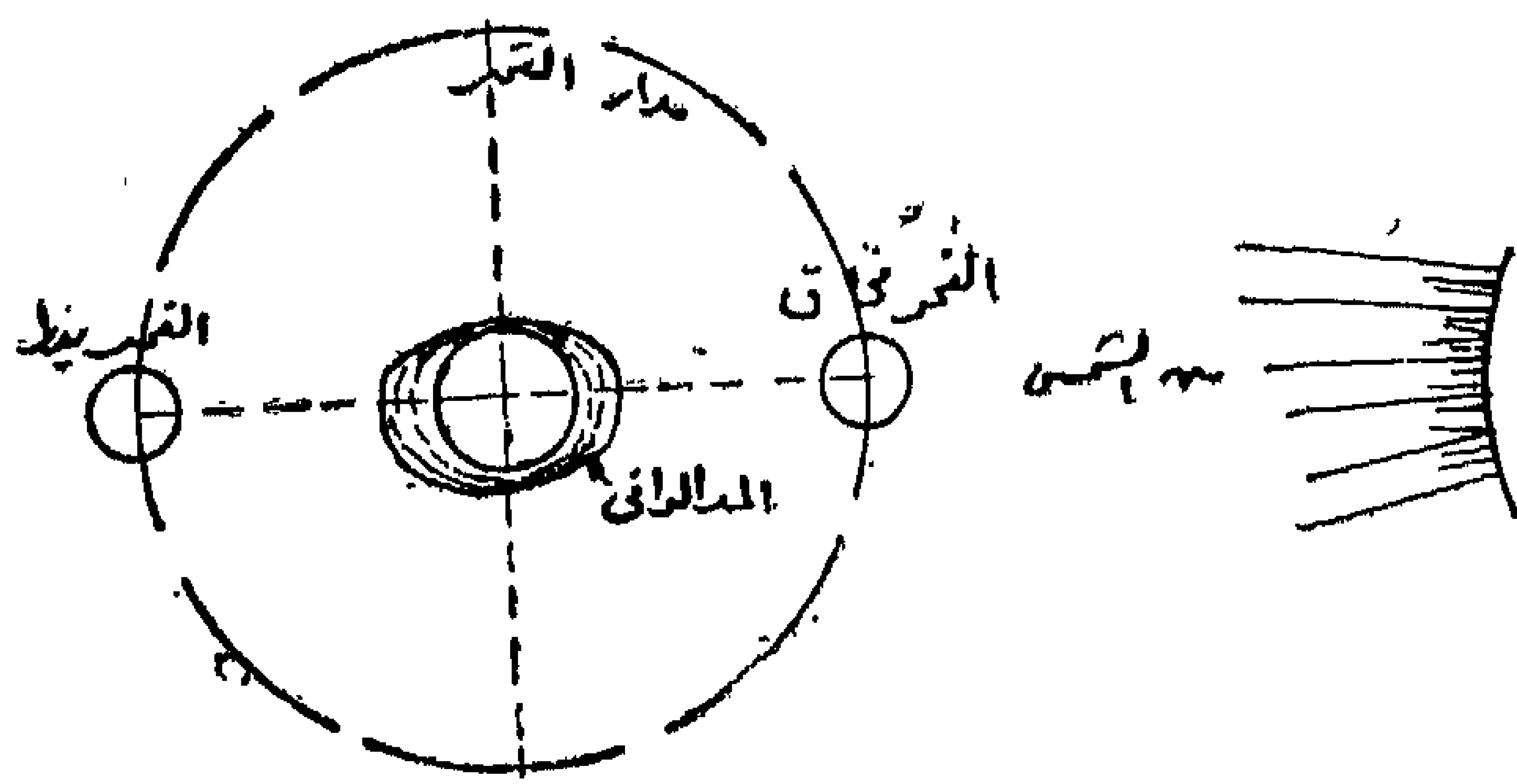
شكل " ٧ "

وقد سبق أن ذكرت فى نظرية المد أن جميع الأجرام السماوية ومنها الشمس والقمر لها تأثير جذبى على الأرض إلا أن تأثيرها عدا القليل منها يكاد يكون معدوما لبعدها الشاسع عن الأرض فيمكننا اعتبار أن القمر والشمس هما مصدرا القوى المسببة للمد والجزر ويمكن تطبيق ما ذكر عن القمر ومده على الشمس فإن لها أيضاً على الأرض مدان أحدهما عند عبورها الأعلى أى فى وقت الزوال أو الظهر والآخر عند عبورها الأسفل أى عند منتصف الليل . والشمس لا تدور حول الأرض كالقمر فالزمن بين المد الشمسى والذى يليه هو ١٢ ساعة بالضبط واليوم المدى للشمس هو ٢٤ ساعة ومد الشمس أقل من مد القمر بالرغم من كبر كتلتها بالنسبة لـكتلة القمر وذلك لبعدها الـكبير عن الأرض ويمكن حساب نسبة مد الشمس إلى مد القمر بمقارنة بعديهما وكتلتيهما فنجد أن مد الشمس ٠٫٤٥٨ من مد القمر وإذا رسمنا منحنيات لمد الشمس شكل « ٨ » بفرض وجودها فى مستوى خط الاستواء نجدها متساوية الارتفاع والانخفاض والفترة بين المد والآخر إثنى عشر ساعة بالضبط .

والشمس كالقمر منحرفة المـدار على مستوى خط الاستواء ولـكن بمقدار ٢٧ ٢٣ فهى تنحرف شمالا أو جنوباً بهذا المقدار على مدار العام ولهذا السبب فلمد الشمس كما هو الحـال فى المد القمرى اختلاف يومى ولـكنّه طفيف .

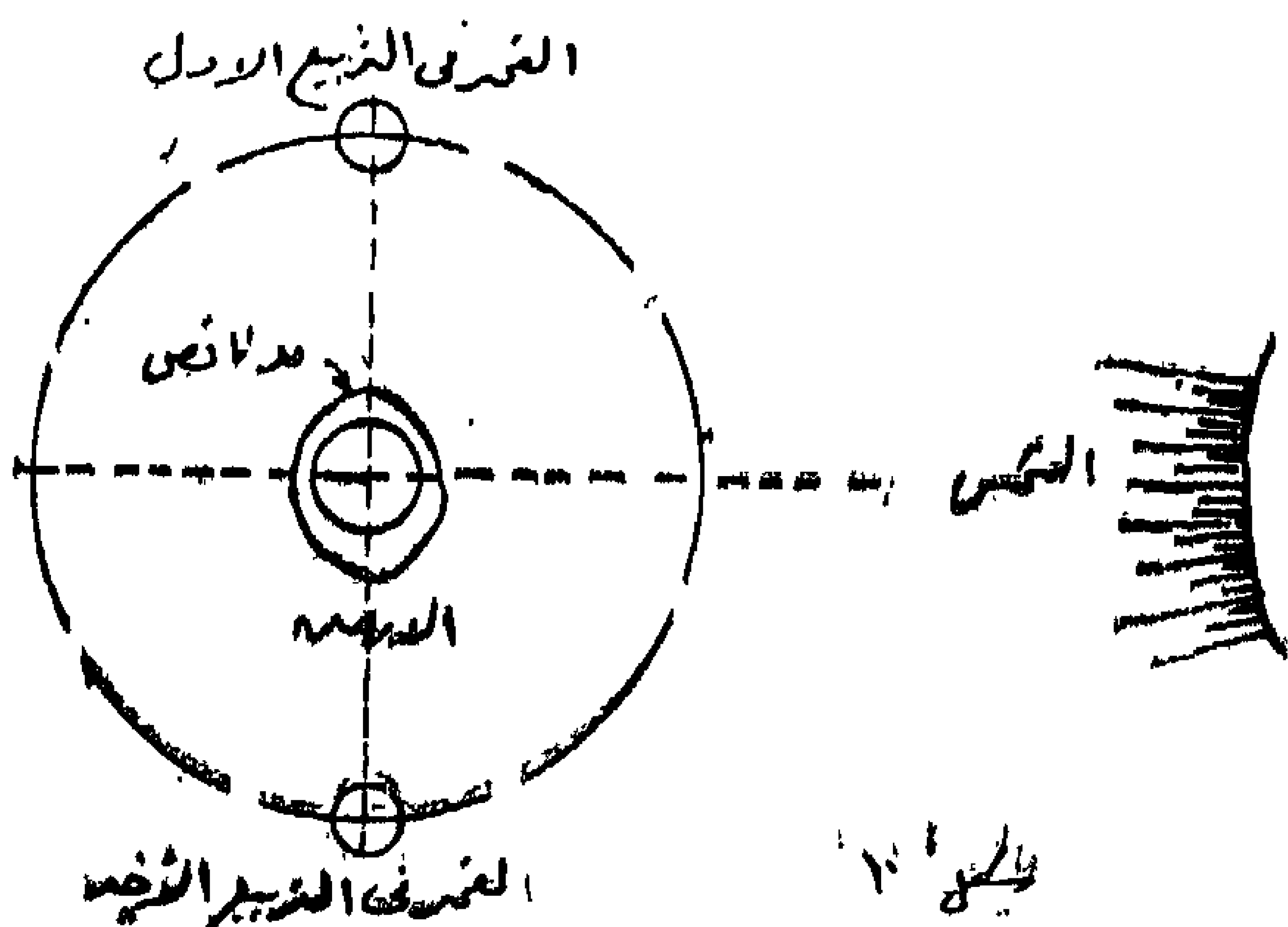
وإذا بحثنا عن تأثير مـــد الشمس على مد القمر ، وسنعتبر أن مد القمر هو الأصل لأنه الأظهر والأشد تأثيراً فى مياه البحر وحيث أن القوى المتعادلة من جراء جاذبية

القمر والقوى المتعادلة من جراء جاذبية الشمس تتوزع على الكرة الأرضية فينتج منها مجموعات من المحصلات هى نتيجة قوى الشمس والقمر معاً . فإذا كانت الشمس والقمر فى مستو واحد على خط واحد كأن يكون القمر محاقا أو بدراً شكل « ٩ » حدث عبور كل من الشمس والقمر أسفل أو أعلا فى وقت واحد وتصبح محصلات قواهما على الأرض عبارة عن حاصل جمعهما فتنطبق قمة منحنى مد القمر على قمة منحنى مد الشمس وينتج عن ذلك أن الماء عند البدر والمحاق يرتفع أكثر من المعتاد ويسمى حينئذ بالمد الواقى أو الكامل وينخفض منسوبه فى الجزر أوطأ من المعتاد ويسمى بالجزر الواقى .

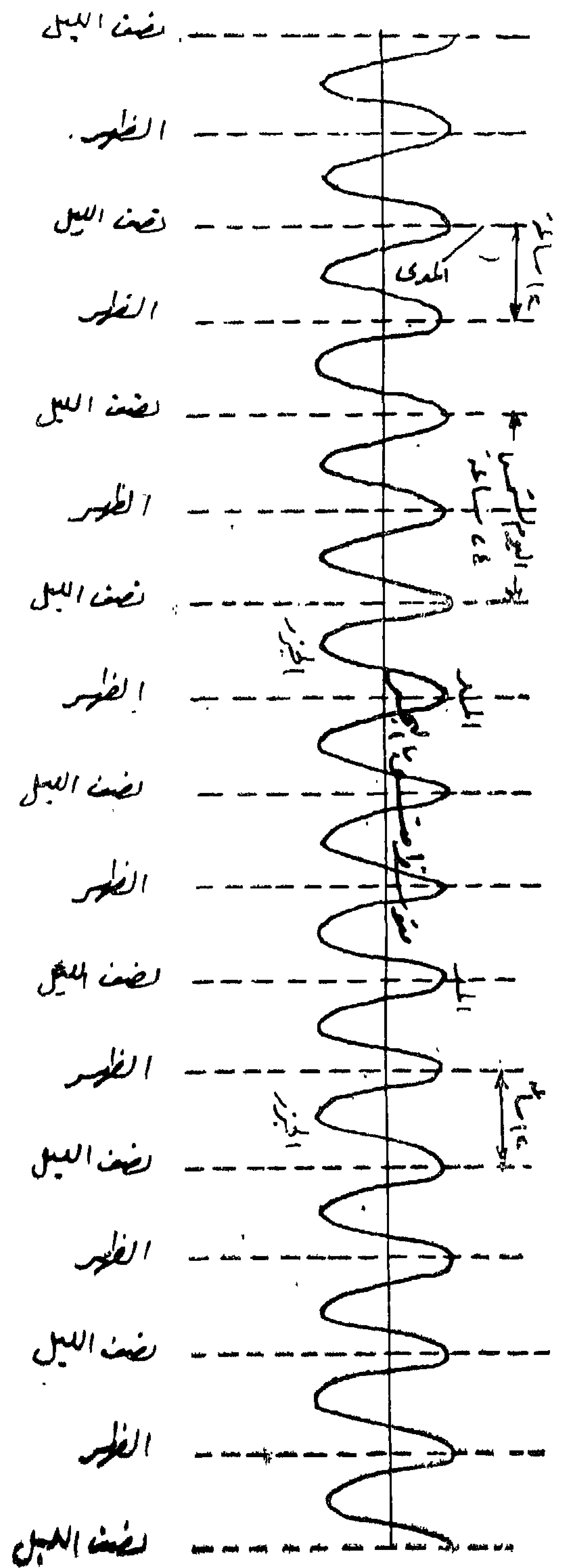


شكل « ٩ »

وفى غير هذه الأيام يسبق أو يتأخر عبور القمر عبور الشمس بمقدار ٥٠ دقيقة كل يوم فعندما يكون القمر فى أحد التربيعين شكل « ١٠ » يحدث عبوره عند الجزء من الأرض الذى يجرى فيه جزر للشمس أى تقع قمة منحنى مد القمر فى قاع منحنى مد الشمس وتكون النتيجة أن ارتفاع



شكل « ١٠ »

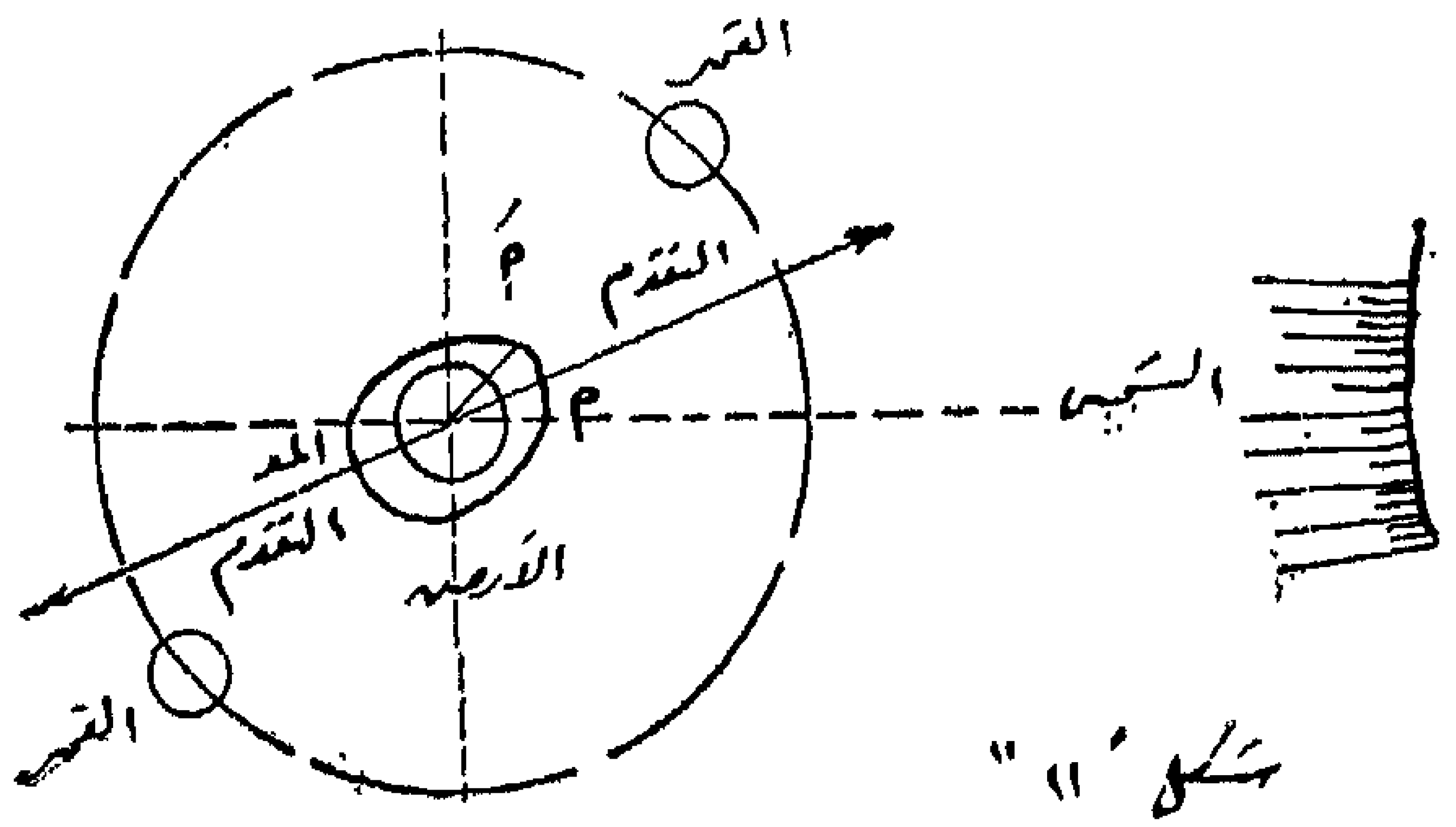


شكل « ٨ »

منحنيات المد الشمسى باعتبار أن مدار الأرض حول الشمس واقع فى مستوى خط الاستواء

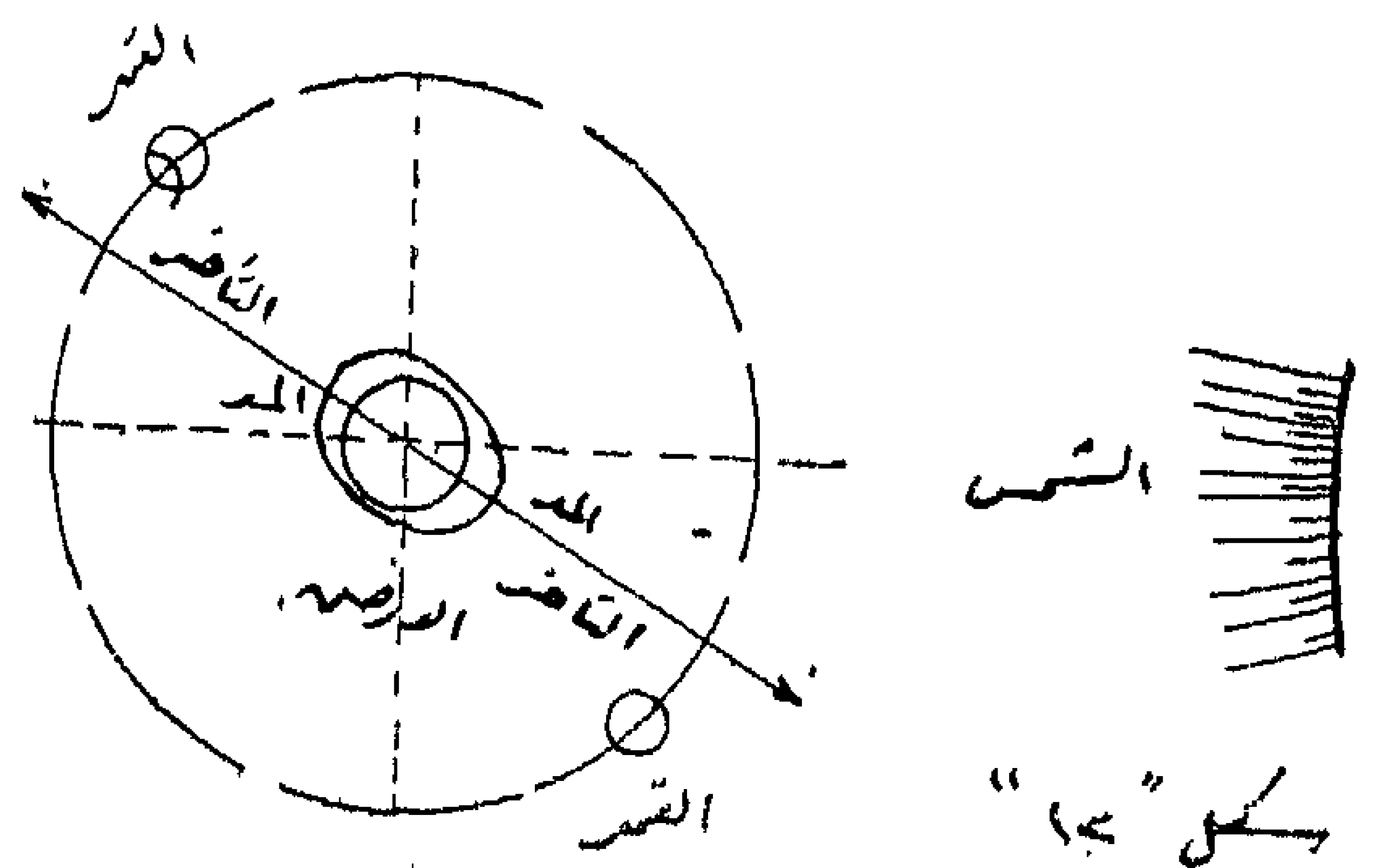
الماء فى مثل هذا المد يكون أقل من المعدل ويسمى بالمد الناقص وكذا ينخفض الماء عند الجزر إلى منسوب أعلا من المعتاد ويسمى بالجزر الناقص .

وللشمس على مد القمر تأثير آخر غير زيادة إرتفاع الماء فإن القمر عندما يكون موقعه بين الاجتماع أى محاقاً والتربيع الأول أو بين الاستقبال أى بدراً والتربيع الأخير يجذب الماءفيتخذ شكل كره منبعجة محورها الأكبر فى اتجاه القمر ولكن الشمس فى الوقت ذاته وإن كان تأثيرها الجذبى أقل من تأثير القمر فهى بدورها تجذب إليها الماء على شكل كرة منبعجة محورها الأكبر فى اتجاه اتجاهى الشمس والقمر وهو لجهة القمر أميل شكل (١١) وينتج



شكل " ١١ "

عن ذلك أن قمة المد فى مكان ما تحدث قبل عبور القمر على هذا المكان بزمن أى أن الواقف عند نقطة (أ) يشاهد أقصى إرتفاع المد قبل عبور القمر عليه (عند أ) بزمن وتسمى هذه الظاهرة بالتقدم ويحدث مثل هذا عندما يكون القمر بين التربيع الأول والاستقبال أى بدراً أو بين التربيع الأخير والاجتماع أى محاقاً شكل « ١٢ » ولكن



شكل " ١٢ "

عبور القمر فى هذه الحالة يسبق المد أى أن المد يكون لاحقاً لعبور القمر ويسمى ذلك بالتأخر ونستخلص من ذلك أن تأثير الشمس على مد القمر هى :

أولا — عندما يكون القمر بدراً فى الاستقبال أو محاقا فى الاجتماع تحدث المدود العالية والجزور الواطئة عن المتوسط وتسمى بالمدود والجزور الوافية وتقع قمة المد عند عبور القمر .

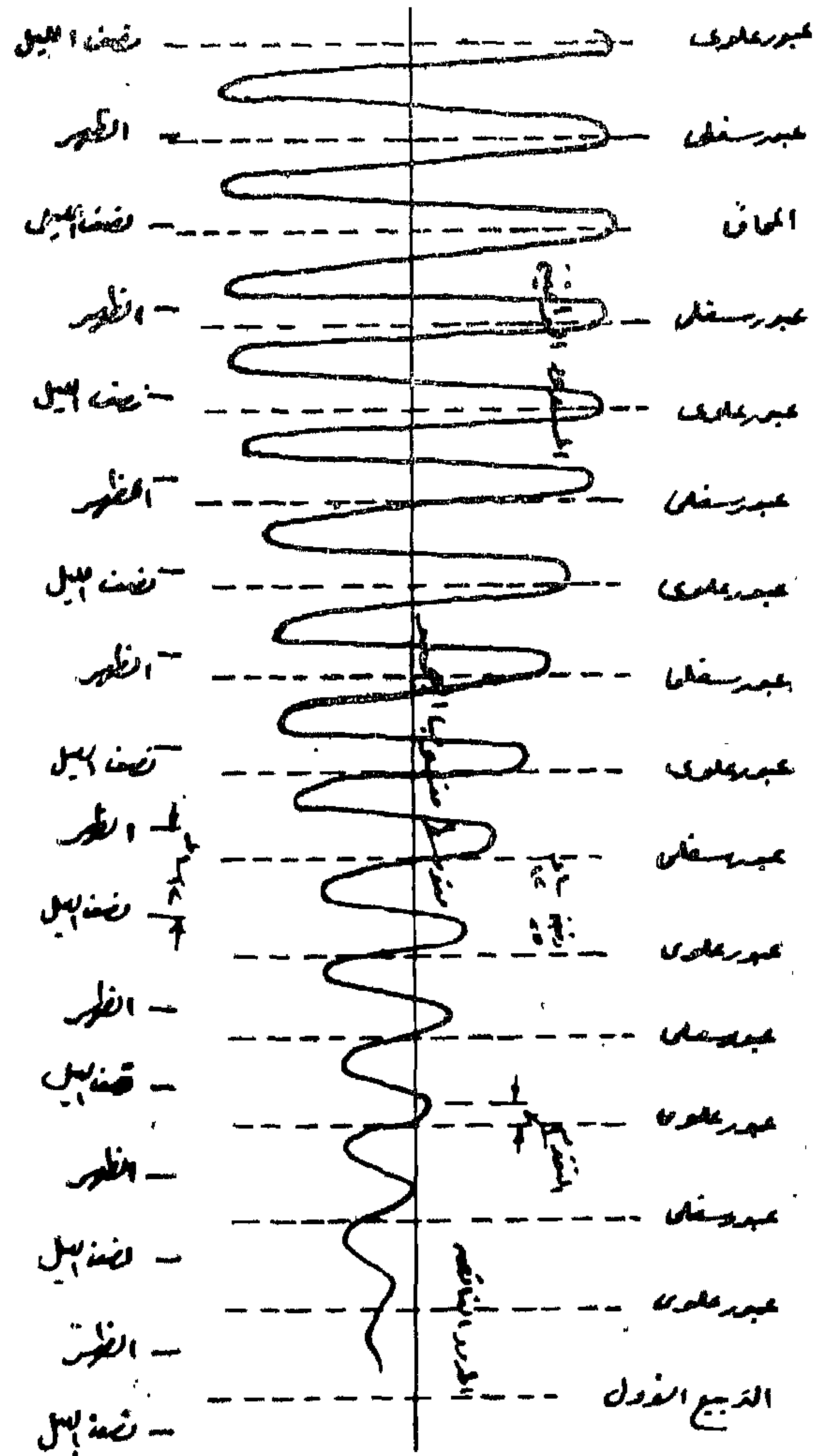
ثانياً — عندما يكون القمر فى أحد التربيعين تحدث المدود الواطئة والجزور العالية عن المتوسط وتسمى بالمدود والجذور الناقصة وتحدث قمة المد عند عبور القمر .

ثالثاً — عندما يكون القمر بين الاجتماع والتربيع الأول أو بين الاستقبال والتربيع الأخير فالمدود والجزور متوسطة وقمة المد تسبق عبور القمر بزمن ويسمى ذلك بالتقدم .

رابعاً — عندما يكون القمر بين التربيع الأول والاستقبال أو بين التربيع الأخير والاجتماع فالمدود والجزور متوسطة وقمة المد تأتى بعد عبور القمر بزمن ويسمى ذلك بالتأخر .

وإذا أغفلنا تأثير إنحراف كل من الشمس والقمر على خط الاستواء مما يسبب ظاهرة الإختلاف المدى اليومى وطبقنا منحنيات مد القمر شكل « ٦ » على منحنيات مد الشمس شكل « ٨ » لنتج لنا منحنيات هى محصلة المدين شكل « ١٣ » وفيها يظهر بوضوح المدود الوافية والمتوسطة والناقصة وزمن التأخر والتقدم .

إن جميع ما سبق عن المد ينحصر فى أنه وليد الظواهر الفلكية من دوران القمر حول الأرض والأرض حول نفسها وحول الشمس وأنه يتبع فى حركته نظاما دقيقاً دقة النظام الفلكى وأنه وإن اختلف ارتفاعاً يوماً بعد يوم أو زاد أو نقص عن المتوسط أو تقدم وقوعه عبور القمر أو تأخر فعله كل ذلك يرجع أمرها إلى سير القمر والشمس مما يمكن حسابه بكل دقة بل والتكهن بوقوعه فى وثوق



شكل « ١٣ »

منحنيات المدين القمرى والشمس معاً باعتبار أن مدار الأرض والقمر واقفان فى مستوى خط الاستواء

وتأكد ولكن الحقيقة والواقع غير ذلك وليست المسألة بمثل هذه السهولة لأننا قد بنينا النظرية على فروض غير صحيحة فقد افترضنا أن الماء يحيط الأرض كلها بسمك واحد وأن هذا الماء لا عزم ولا قوام له . وطبيعة الماء تخالف هذا الفرض فللماء عزم وقوام فلا يتشكل فى التو واللحظة تحت تأثير قوى الجاذبية بل يقتضى لهذا التشكل مرور زمن إن طال أو قصر فنتيجته أن المدود القمرية أو الشمسية لا تحدث فى لحظة عبور القمر أو الشمس وأن اليوم المدى يختلف طولا وقصراً وأن المدود الوافية لا تحدث عند الاجتماع أو الاستقبال تماماً ولا تحدث المدود الناقصة عند التربيعين كما وأن اختلاف المد اليومى يصير أظهر وأقل اتباعاً لنظام ثابت .

والماء لا يغمر الأرض كلها بل جزءاً منها وإن كان كبيراً وهو ليس على عمق واحد فى الأجزاء التى يغمرها فهو عميق فى الداخل وقليل الغور عند الشاطىء وهذا له أثر كبير فى تكوين المد وارتفاعه ومداه حيث يختلف باختلاف الأعماق وباختلاف طبيعة الشاطىء وتعاريجه لأن الماء يتراكم فى المضايق والخلجان وينبسط فى البحار ولذا يختلف ارتفاع الماء فى المد فى مكان عن آخر قريب أو على خط طول واحد أو شاطىء واحد .

وهناك عوامل طبيعية أخرى تخرج المد والجزر عن دائرة النظام الفلكى ومن ذلك الرياح فإنها إن هبت فى اتجاه الشاطىء فتسرع بتيارات الماء دخولا إلى الشاطىء فيرتفع الماء فى المد أكثر من المقدر ويحدث ذلك قبل ميعاده أو أنها تدعه يستمر فى الارتفاع مدة طويلة فلا يتبع فى ارتفاعه وانخفاضه المنحنى الهرمونى الخليق به وإن هبت الريح من البر إلى البحر كان تأثيرها عكس ذلك فإنها تؤخر قدوم الماء وتقلل من ارتفاعه .

وللضغط الجوى تأثير فى ارتفاع الماء فإذا زاد الضغط انخفض الماء وأن زيادة سنتيمتر واحد فى عمود الزئبق بالبارومتر يعادل انخفاض ١٣ سم فى ارتفاع سطح الماء .

وقد لوحظ أن الجزء من الكرة الأرضية الواقع جنوب خط عرض ٤٠ درجة الجنوبى يمكن إلى درجة صحيحة تطبيق النظرية المادية عليه لأنه مغمور بمياه متساوية العمق .

والفترة بين وقت عبور القمر على مكان ما وبين ارتفاع الماء فى قمة المد الذى يلى هذا العبور تسمى الفترة المدية القمرية — وقد لوحظ أن الفترة المدية القمرية لمكان ما تتزايد تدريجياً ثم تنقص تدريجياً ثم تعيد زيادتها كل نصف شهر قمرى (كل ١٤ يوم) وإذا عرفت الفترة المدية ووقت عبور القمر أمكن التكهن بوقت حدوث المد فى أى وقت من أيام السنة وذلك بإضافة الفترة على وقت العبور .

ومتوسط مقدار الفترات المدية القمرية يسمى بالنظام المدى المتوسط فإذا علمت هذه وعلم وقت عبور القمر يمكن معرفة وقت حدوث المد والفترة المدية القمرية بين عبور القمر فى الاجتماع أو الاستقبال والمد الذى يليه تسمى بالنظام المدى للميناء .

ومن الضرورى لأعمال المساحة البحرية والملاحة وجود جداول تبين مناسيب مياه البحر فى مختلف الأيام على مدار السنة تكون بمثابة نتيجة تنبىء عن وقت حدوث المد ومقداره ولقد أخذت الهيئات البحرية لغالب الدول فى طبع جداول تنبؤات سنوية تعطى مناسيب المياه فى الموانى المختلفة على مدار السنة ولحساب هذه الجداول طرق مختلفة منها ما هو مبنى على مشاهدة حركة الماء فى المكان المعين عدة سنوات ثم توضع نتائج المشاهدة فى أعمدة ثم يستخرج منها معادلات ومعاملات عددية تدرس دراسة دقيقة للوصول إلى نقط التكرار والتماثل فى منحنيات المد والجزر . ومنها تصل إلى معادلات يمكن بها التكهن بالمد والجزر للسنين المقبلة فى المكان المذكور .

أما الطرق الحديثة فتكون بتحليل جميع قوى المد والجزر فى المكان الواحد إلى منحنيات — فإذا أريد وضع جداول المد والجزر لمكان مارصد هذا المكان رصداً فلكياً مضبوطاً لمعرفة خطى طوله وعرضه بالضبط ثم ترسم منحنيات المد القمرى فى هذا المكان على مدار السنة وكذا للمد الشمسى (أنظر « ٦ » ، « ٨ ») . ثم ترسم منحنيات تعويضية لتأثير انحراف القمر الذى ينتج منه ظاهرة الاختلاف المدى اليومى وكذا الانحراف الشمسى ثم من مراقبة حركة المياه والرياح والضغط الجوى والأمواج ودراسة طبيعة الشاطىء فى هذا المكان تؤخذ قراءات المد والجزر لمدة سنة

« جدول القراءات للمد والجزر فى خليج جونيه بلبنان مأخوذة كل ساعة لمدة ٢٤ ساعة فى المدة من ١٥ فبراير ١٩٦٤ إلى ١٠ يناير ١٩٦٥ »

اليوم	التاريخ الميلادى	التاريخ الهجرى	صباحا												بعد الظهر											
			١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢	١	٢	٣	٤	٥	٦	٧	٨	٩	١٠	١١	١٢
السبت	١٥ فبراير ٦٤	اول شوال ١٣٨٣	٥٦	٢٦	١٥	٦	١٨	٣٦	٥٢	٨٠	٩٧	٩٩	٩٦	٨١	٥٢	٣٥	٢٠	٩	١٧	٣٤	٥٧	٧٦	٩٣	١٠١	٩٦	٧٥
الأحد	٢٤ فبراير ٦٤	٩ شوال ٨٣	٥٨	٣٢	٢٠	١٤	١٦	٢٥	[illegible]	٦٥	٧٩	٨٢	٧٦	٦٥	٤٠	٣٠	٢٦	١٢	٢٩	٣٢	٢٥	٦١	٧٥	٨٩	٨٠	٦٣
الاثنين	٢ مارس ٦٤	١٦ شوال ٨٣	٥٢	٢٨	١٦	٧	١٧	٣٤	٤٨	٧٢	٩٥	٩٧	٩٣	٧٤	٤٧	٣٦	١٨	٩	١٧	٣٥	٥٤	٧٠	٩٠	٩٦	٩٤	٦٨
الثلاثاء	١٧ مارس ٦٤	٢ ذو القعدة ٨٣	٥٤	٣١	٣٩	١٢	١٤	٢٦	٤٥	٦٨	٨٠	٩٣	٧٧	٧٠	٤٤	٢٩	١٦	١٠	٥	٢٨	٥٠	٦٨	٧٧	٨٥	٨٠	٦٦
الأربعاء	اول ابريل ٦٤	١٨ ذو القعدة ٨٣	٥٠	٣٥	١٩	١٣	١٥	٢٦	٤٥	٦٩	٨٠	٨٣	٧٧	٦٩	٤٣	٢٩	١٥	١١	٢١	٢٧	٥٠	٦٦	٨٣	٩٥	٨٢	٦٥
الخميس	٩ ابريل ٦٤	٢٦ ذو القعدة ٨٣	٥١	٢٦	١٧	٧	١٤	٣١	٥٢	٧٤	٩١	٩٥	٨٩	٧٥	٥٠	٣٥	١٥	١٠	١٧	٣٣	٥٧	٧٢	٨٦	٩٥	٩٠	٧٦
الجمعة	١٧ أبريل ٦٤	٥ ذو الحجة ٨٣	٥٣	٢٧	١٨	٨	١٥	٣٣	٥٤	٧٩	٩٥	٩٧	٩٢	٨١	٥٢	٣٨	١٥	١٠	١٨	٣٦	٥٨	٧٥	٨٨	٩٣	٩٢	٧٤
السبت	٢٥ ابريل ٦٤	١٣ ذو الحجة ٨٣	٥٨	٣٠	٢٠	١٢	١٣	٢٤	٤٩	٦٩	٨٣	٨٥	٨١	٧١	٤٧	٢٧	١٥	١٢	٢٢	٢٧	٥٠	٦٩	٨٠	٨٤	٨٠	٦٨
الأحد	١٠ مايو ٦٤	٢٧ ذو الحجة ٨٣	٥٦	٣٠	١٧	١٠	١٢	٢٦	٤٨	٦٨	٨٣	٨٧	٨١	٧٠	٤٦	٣٠	١٤	٩	١٨	٢٨	٥٠	٦٨	٧٦	٨٥	٨٢	٦٩
الاثنين	١٨ مايو ٦٤	٦ محرم ١٣٨٤	٥٤	٣١	١٠	٩	١١	٢٨	٥٠	٦٩	٨٠	٨٩	٨٢	٧٠	٤٩	٣١	١٣	١٠	١٦	٢٨	٥١	٦٩	٨٣	٨٧	٨٤	٧١
الثلاثاء	٢٦ مايو ٦٤	١٤ محرم ٨٤	٥٧	٣٠	١٥	٨	١٠	٢٧	٤٩	٦٩	٨٣	٨٥	٨١	٧٠	٤٩	٢٩	١١	٧	١٤	٢٨	٤٩	٦٧	٧٨	٨٩	٨٠	٦٥
الأربعاء	٣ يونيو ٦٤	٢٢ محرم ٨٤	٥٤	٢٩	١٦	٩	١١	٢٨	٥٠	٦٧	٨٢	٨٦	٨٢	٦٩	٤٩	٣٢	١١	٨	١٤	٢٩	٥٢	٦٨	٧٦	٨٧	٧٩	٦٧
الخميس	١٨ يونيو ٦٤	٨ صفر ٨٤	٥٢	٢٨	٢١	١٠	١٢	٢٧	٤٨	٦٥	٧٩	٨٣	٧٧	٦٥	٤٨	٣١	١٣	١٢	١٨	٤١	٥٣	٦٤	٨١	٩٥	٧٩	٦٢
الجمعة	٢٦ يونيو ٦٤	١٦ صفر ٨٤	٥١	٣٣	١٣	٦	١٠	٣٤	٥٢	٧١	٨٩	٩٥	٨٧	٧٠	٥١	٣٨	١١	٩	٢٣	٣٦	٥٥	٦٦	٩٠	٩٩	٨٦	٦٣
السبت	٤ يوليه ٦٤	٢٤ صفر ٨٤	٤٨	٢٥	١٦	٨	١٢	٢٨	٥٠	٧٠	٨٤	٨٦	٨٣	٧١	٥٠	٣٠	١٣	١٠	١٣	٢٩	٥١	٦٤	٨٣	٩٢	٨٦	٦١
الأحد	١١ أكتوبر ٦٤	٥ جماد آخر ٨٤	٤٧	٢٤	١٥	٨	١٤	٢٧	٤٨	٦٦	٨١	٨٤	٧٩	٦٨	٤٨	٣٠	١٤	١١	١٦	٢٩	٥٢	٦٦	٨١	٨٩	٨١	٦٠
الاثنين	٢٦ أكتوبر ٦٤	٢٠ جماد آخر ٨٤	٤٨	٢٦	١٧	٨	١٤	٢٦	٤٥	٦٤	٧٩	٨٢	٧٨	٦٥	٤٤	٣٠	١٤	١١	١٥	٣٠	٥٣	٦٧	٨١	٨٨	٨٠	٦٥
الثلاثاء	٣ نوفمبر ٦٤	٢٨ جماد آخر ٨٤	٥١	٢٩	١٨	١١	١٧	٢٦	٤٥	٦٤	٧٩	٨٢	٧٧	٦٥	[illegible]	٢٩	١٧	١٤	١٦	٢٧	٥٠	٦٦	٧٨	٨٣	٨٠	٦٤
الأربعاء	١٨ نوفمبر ٦٤	١٣ رجب ٨٤	٤٩	٣٢	١٥	٥	١٨	٣٨	٥٢	٨٢	٩٦	٩٨	٩٣	٨٣	٥٠	٤٠	١٨	١٥	١٨	٣٥	٥٦	٧٢	٩٥	٩٩	٩٥	٧٠
الخميس	٣ ديسمبر ٦٤	٢٩ رجب ٨٤	٥٥	٢٥	١٩	٧	١٧	٣٥	٥١	٨٠	٩٢	٩٥	٩١	٨١	٤٨	٣٢	١٩	١٦	١٨	٣٢	٥٩	٧٧	٨٨	٩٤	٨٨	٧٤
الجمعة	١٨ ديسمبر ٦٤	١٤ شعبان ٨٤	٥٨	٢٧	١٦	٨	١٥	٣٤	٤٩	٧٩	٨٧	٩١	٨٦	٨١	٤٧	٣٥	١٧	١٤	٣٣	٣٥	٥٥	٧٧	٨٢	٩٣	٨٨	٧٥
السبت	٢ يناير ٦٥	٢٨ شعبان ٨٤	٥٢	٢٩	١٨	٩	١٥	٢٣	٤٠	٧٠	٧٧	٧٩	٧٥	٧٢	٤٣	٢٨	١٥	١٢	١٧	٢٩	٤٦	٦٩	٧٩	٩٦	٨٨	٦٣
الأحد	١٠ يناير ٦٥	٧ رمضان ٨٤	٥٤	٢٨	١٥	١٠	١٤	٢٥	٤٢	٧٣	٧٩	٨١	٧٦	٧١	٤٠	٣٢	١٤	١٢	١٩	٣٤	٤٩	٧٠	٨٨	٩٥	٩	٧٥
المتوسط			٥٣	٢٨	١٧	٩	١٤	٢٩	٤٨	٧١	٨٥	٨٨	٨٣	٧٢	٤٧	٣٢	١٥	١١	١٨	٣١	٥٢	٦٩	٨٣	٩٢	٨٥	٦٨

لمعرفة تأثير هذه الظواهر الطبيعية من هذه الظواهر التى تؤثر على حركة المد الطبيعى ثم نطبق هذه المنحنيات على بعضها البعض فينتج المنحنى المبين بشكل « ١٣ » وهو منحنى المد والجزر لهذا المكان يكون التطبيق إما بالحساب وذلك بجمع أحداثيات المنحنيات جميعها جميعاً جبرياً أو بالرسم .

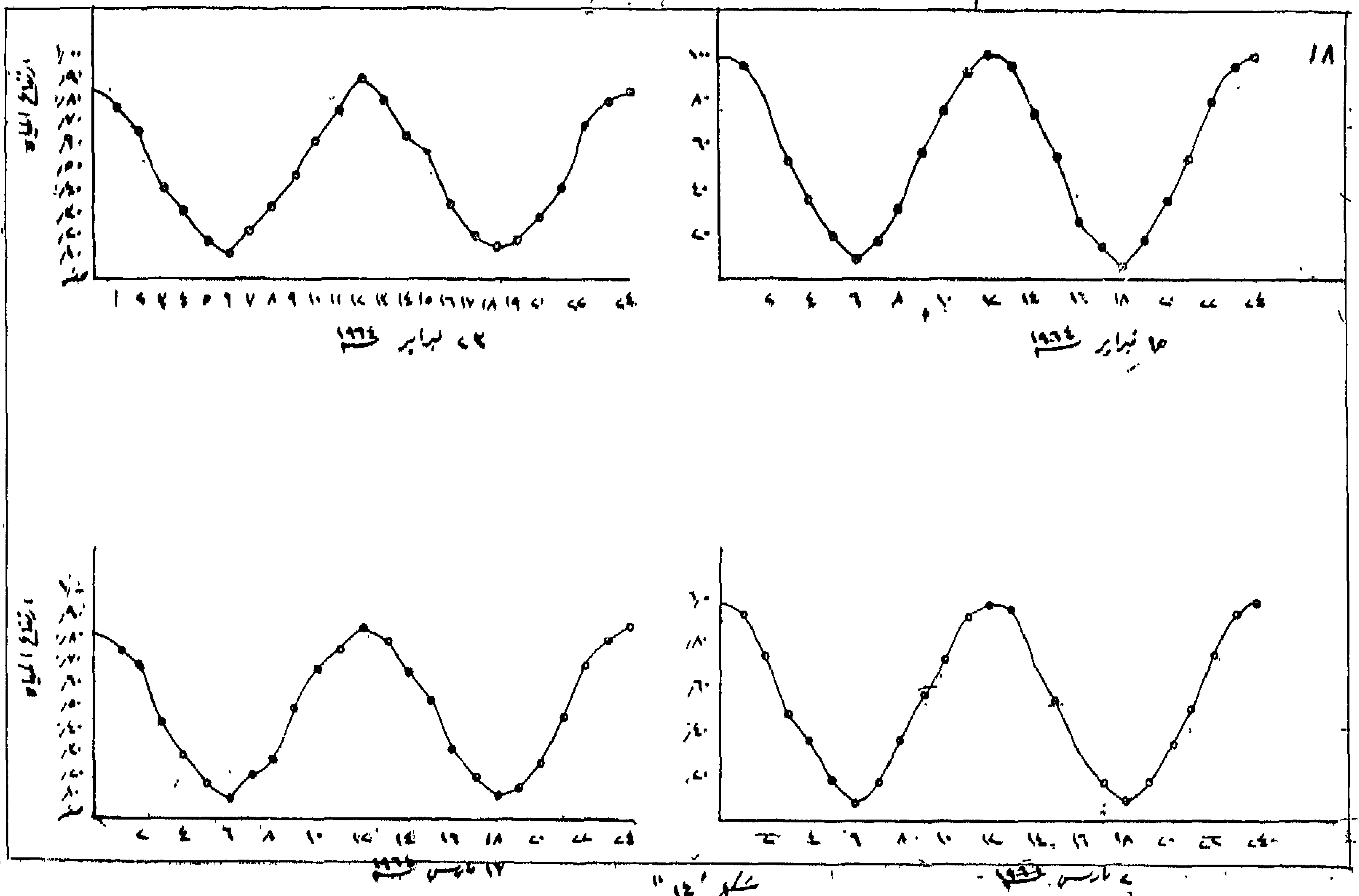
ولقد اخترعت آلة لحساب هذه المنحنيات توفيراً للوقت حيث تقوم بعمل جداول المد والجزر .

وغالبية جداول المد والجز المطبوعة خصوصاً تلك المتعلقة بالموانى المصرية قاصر على ذكر أوقات حدوث المد والجزر ومقداره وفى هذا الكفاية لان فى الإمكان حساب منسوب المياه فى أى ساعة من ساعات اليوم إذا عرفنا مدى المد ووقت حدوث أعلا وأوطى منسوب المياه وذلك بطريقة الرسم أوبطريقة الحساب والجدول التالى يبين قراءات المد والجزر التى قمت برصدها فى خليج جونيه بلبنان فى المدة من ١٥ فبراير سنة ١٩٦٤ إلى ١٠ يناير سنة ١٩٦٥ .

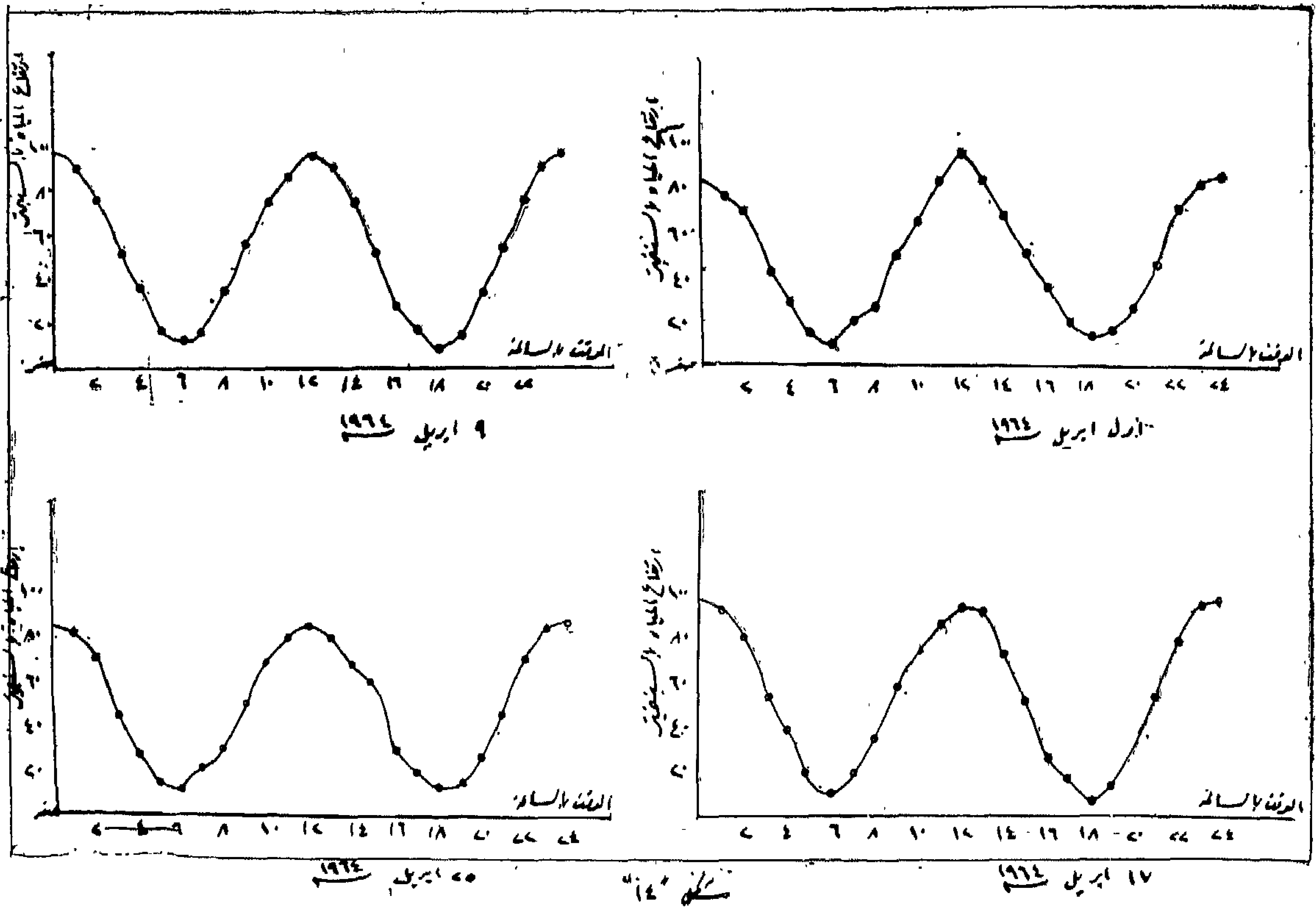
طريقة الرسم :

نرسم رسماً بيانياً لقراءات المدمن واقع الأرصاد ويكون الإحداثى الأفقى بين الزمن والأحداثى الرأسى يبين مناسيب سطح الماء فنحصل على منحنى متماثل هرمينى شبيه بمنحنى جيب الزواوية وبذلك يمكن اعتبار منحنيات المد والجزر تتبع فى سيرها وحسابها منحنيات جيوب الزوايا (أنظر شكل« ١٤ ») وبأخذ متوسط القراءات فى المدة كلها أمكن رسم المنحنى المتوسط للمد والجزر شكل « ١٤ أ » .

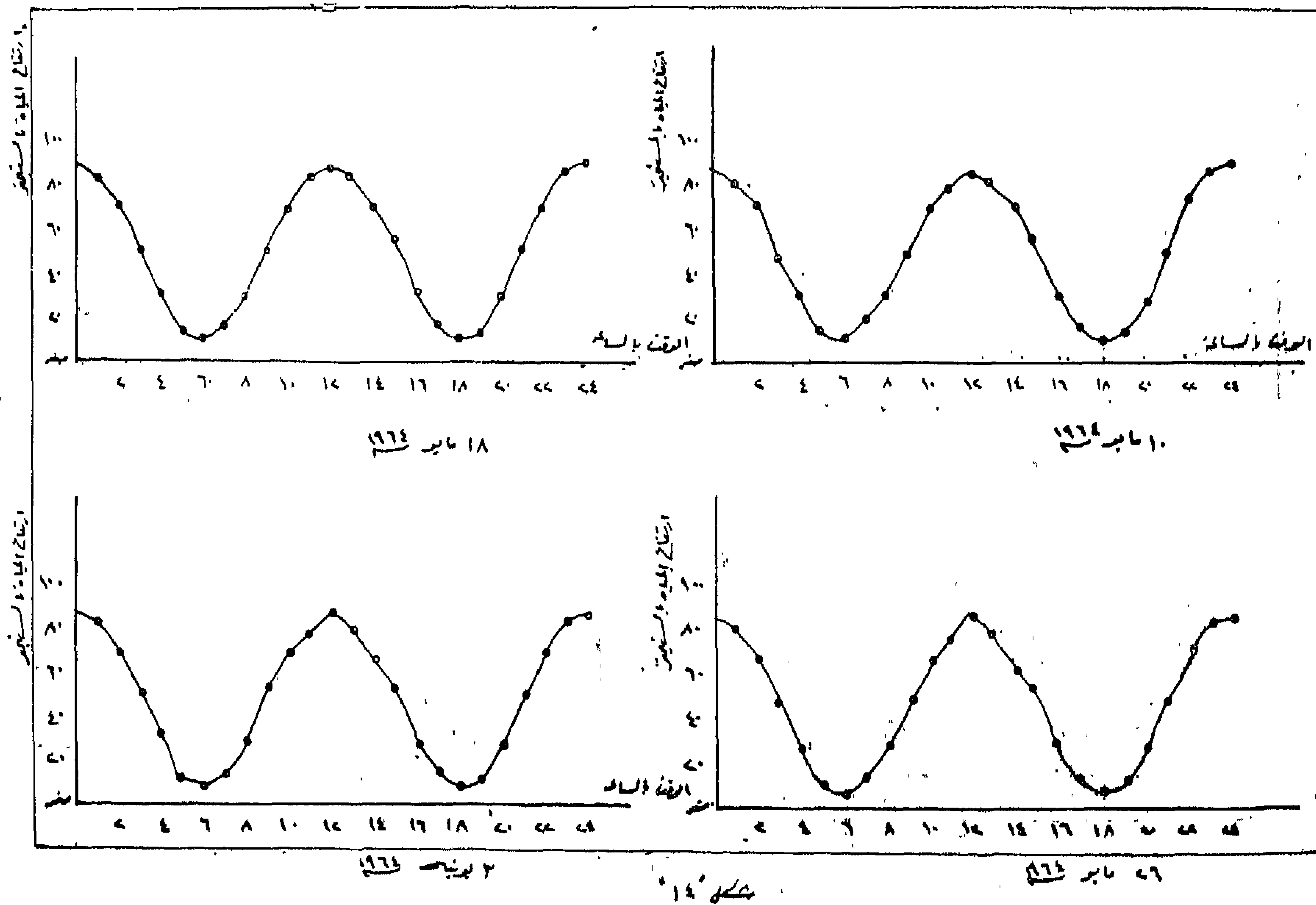
فإذا كان المد ٠٫٩٠ متراً والجزر الذى يليه ٠٫١٠ متراً باعتبار أن الصفر هو متوسط منسوب الجزور الواطئة للمكان المذكور فإن مدى المد هو ٠٫٨٠ متراً ومتوسط منسوب سطح البحر هو + ٠٫٥٠ متراً وهو المستوى الذى ترتفع عنه مياه البحر فى المد بمقدار ما تنخفض عنه فى الجزر ولنأخذ الآن جزءاً يمثل ربع المنحنى المتماثل الهرمونى فى مدة ستة ساعات (شكل « ١٥ ») .



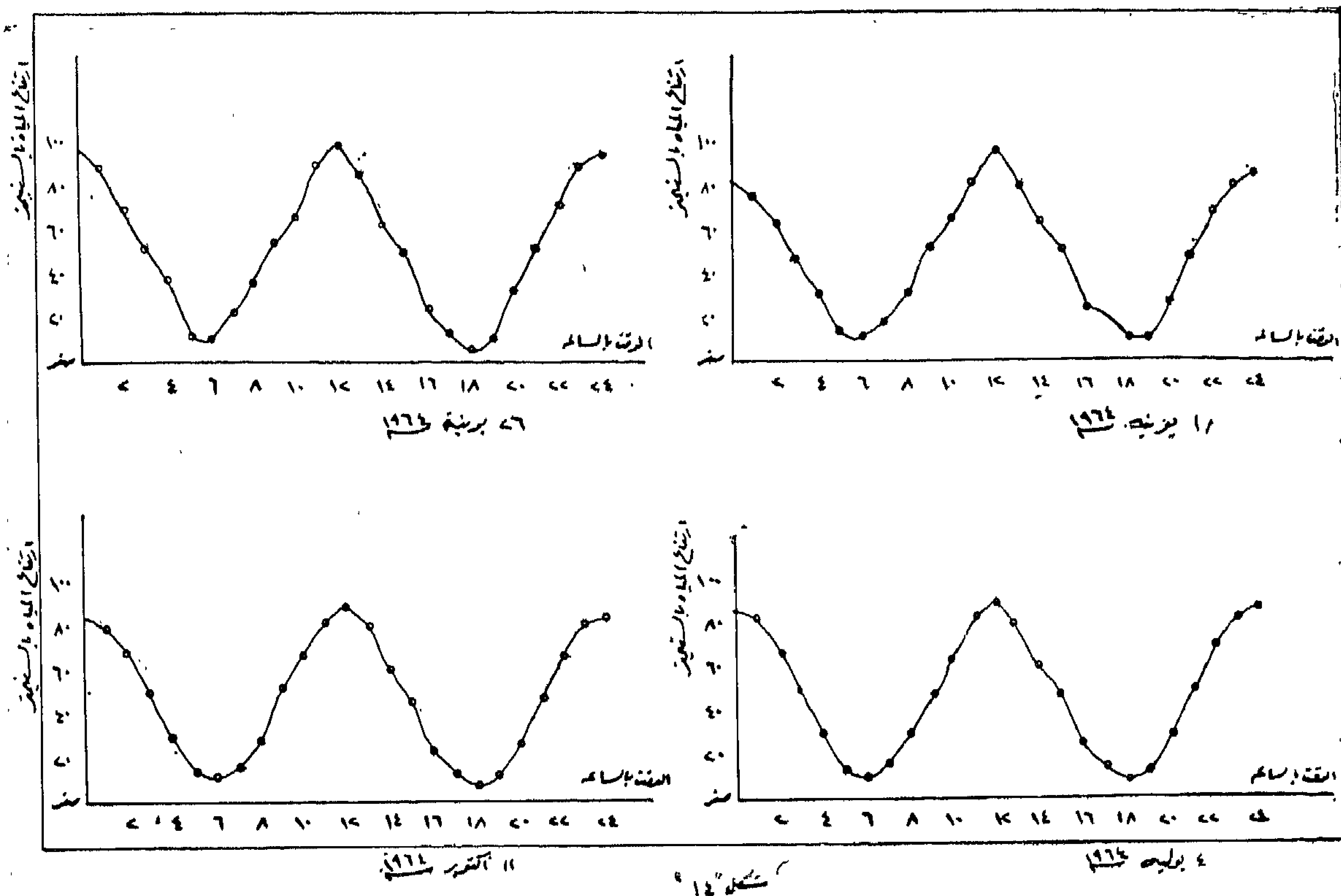
شكل « ١٤ »


ارتفاع المياه بالسنتيمتر
الوقت بالساعة
٢ ٤ ٦ ٨ ١٠ ١٢ ١٤ ١٦ ١٨ ٢٠ ٢٢ ٢٤
٩ ابريل ١٩٦٤
اول ابريل ١٩٦٤
٢٥ ابريل ١٩٦٤
١٧ ابريل ١٩٦٤

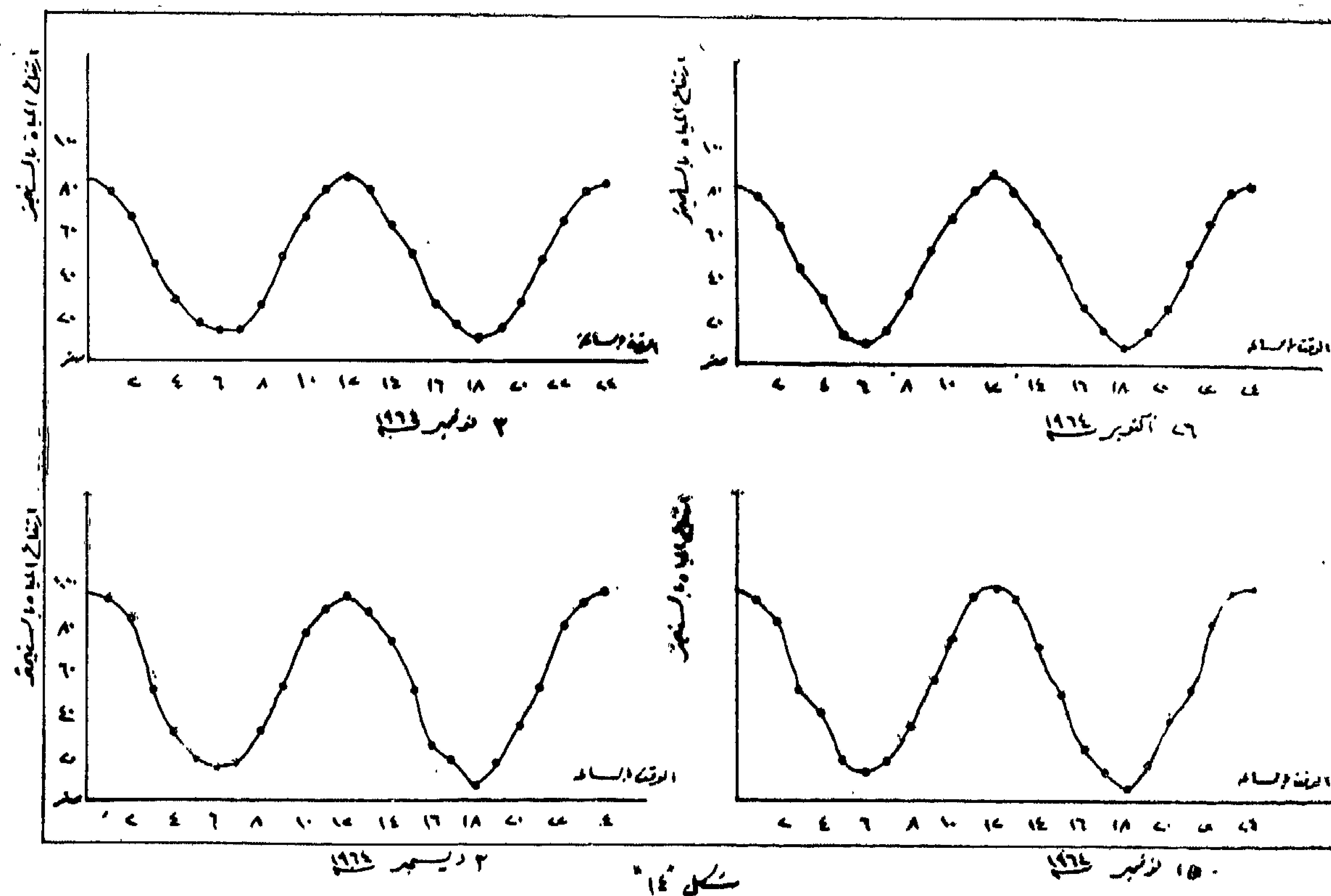
شكل "١٤"


ارتفاع المياه بالسنتيمتر
الوقت بالساعة
٢ ٤ ٦ ٨ ١٠ ١٢ ١٤ ١٦ ١٨ ٢٠ ٢٢ ٢٤
١٨ مايو ١٩٦٤
١٠ مايو ١٩٦٤
٢ يونيه ١٩٦٤
٢٦ مايو ١٩٦٤

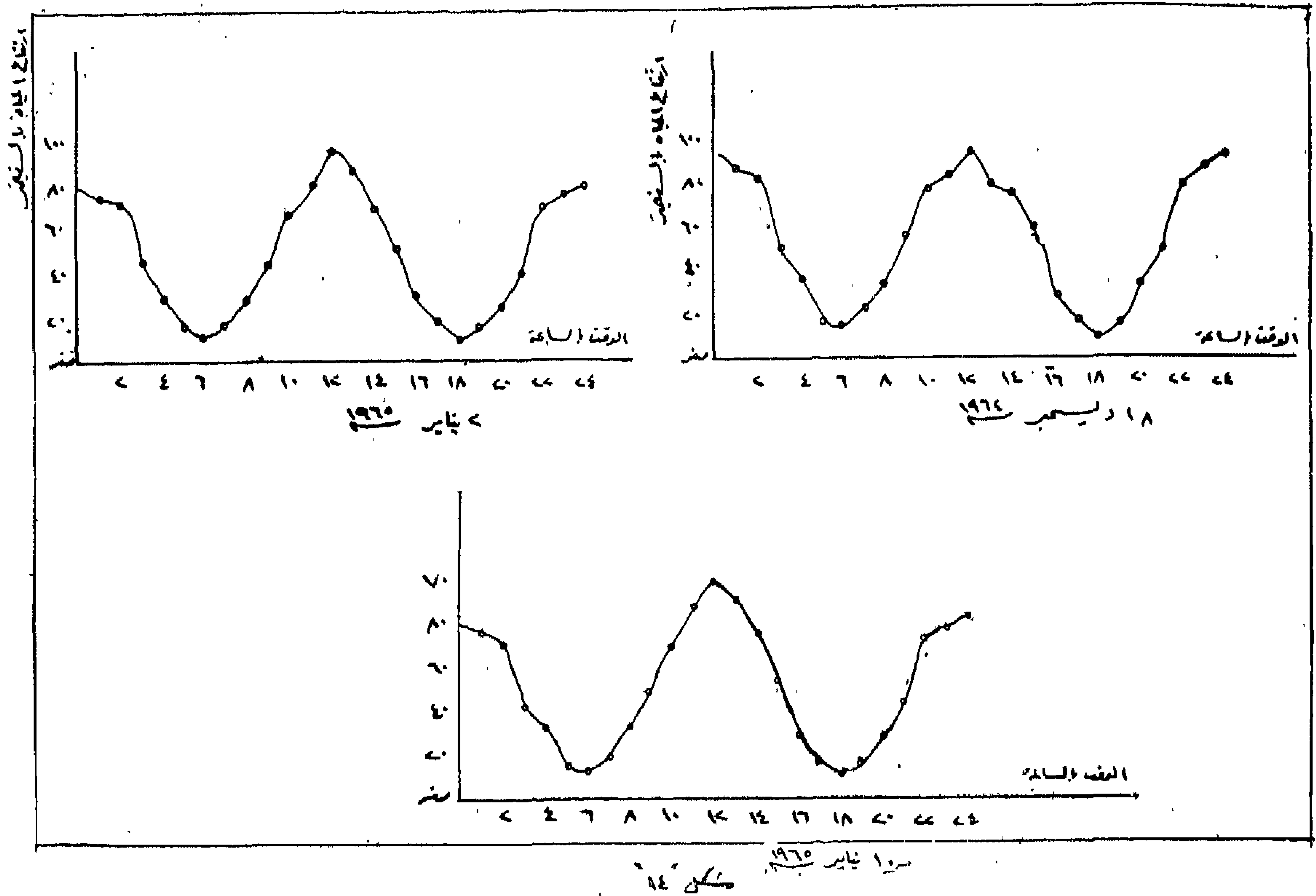
شكل "١٤"


ارتفاع المياه بالسنتيمتر
الوقت بالساعة
صفر
٢٦ يونية سنة ١٩٦٤
١١ أكتوبر سنة ١٩٦٤
٤ يوليه سنة ١٩٦٤

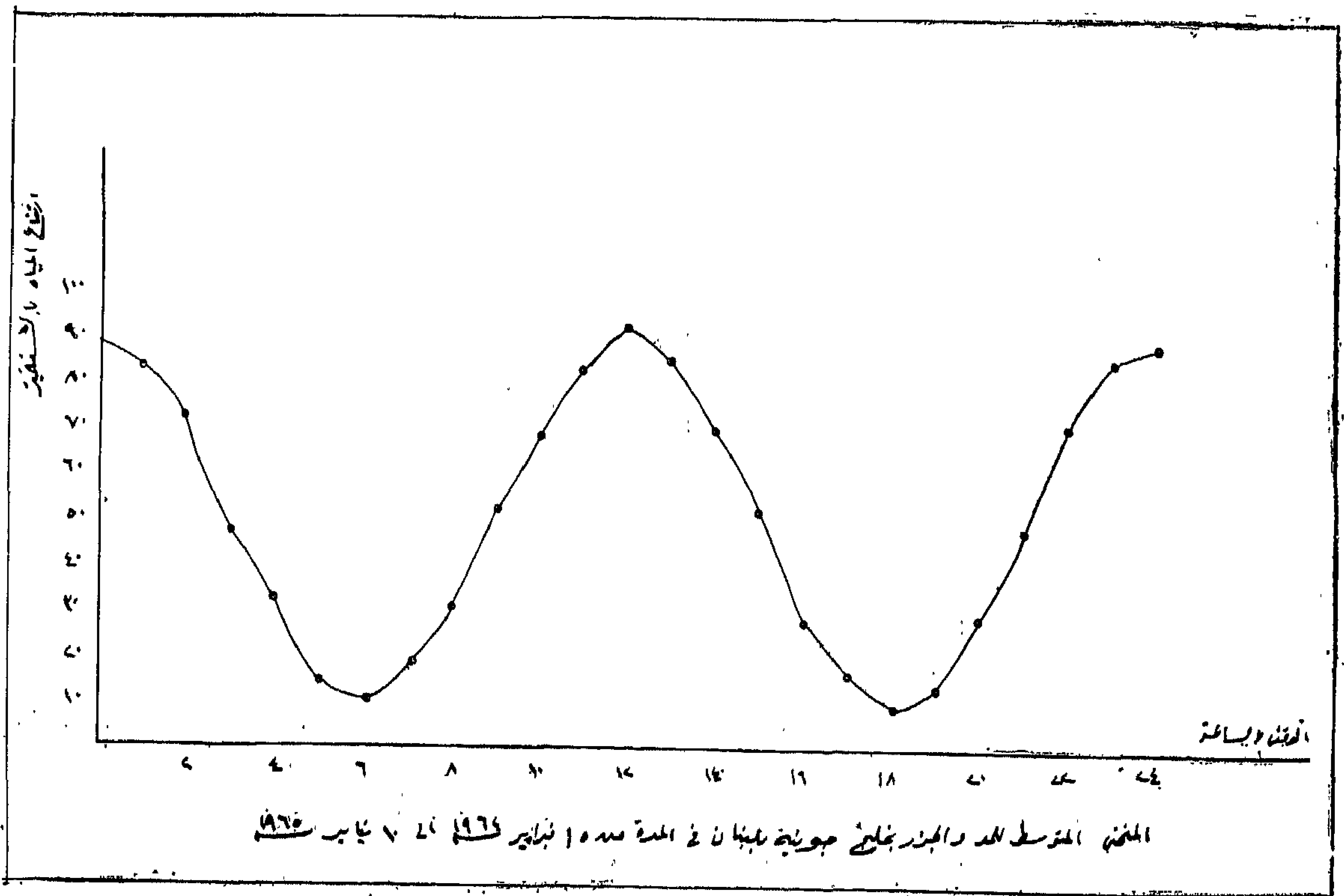
شكل "١٤"


ارتفاع المياه بالسنتيمتر
الوقت بالساعة
صفر
٣ نوفمبر سنة ١٩٦٤
٢٦ أكتوبر سنة ١٩٦٤
٣ ديسمبر سنة ١٩٦٤
١٥ نوفمبر سنة ١٩٦٤

شكل "١٤"



شكل "١٤"



المنحنى المتوسط للمد والجزر بخليج جونية بلبنان فى المدة ١٩٦٤ الى ٧ يناير ١٩٦٥

شكل "١٤" م

نرسم المستقيم أ جـ ب د حيث أ تمثل منسوب المد ، « جـ » متوسط منسوب البحر ، « ب » منسوب الجزر ، « د » منسوب الصفر .

ثم تقسم « أ ، ب » إلى أقسام صغيرة تتوقف على درجة الدقة المطلوبة فى القراءة وقد قسمناه فى شكل « ١٥ » إلى أجزاء كل جزء يمثل ١٠ سم ومن المركز « جـ » نرسم نصف دائرة تمر بالنقطتين « أ ، ب » ويكون محيطها يمثل ستة ساعات من الزمن وهى الفترة الزمنية بين المد والجزر ونقسم هذا المحيط إلى أقسام متساوية صغيرة بحسب مقدار الفترات الزمنية المطلوبة وفى الرسم قسم إلى أنصاف الساعات أى إلى إثنى عشر قسما تظهر على الأحداثى « م ، ص » بينما الأحداثى س المتعامد مع « م ص » مبين عليه ثمانية أقسام هى نفس أقسام « أ ب » .

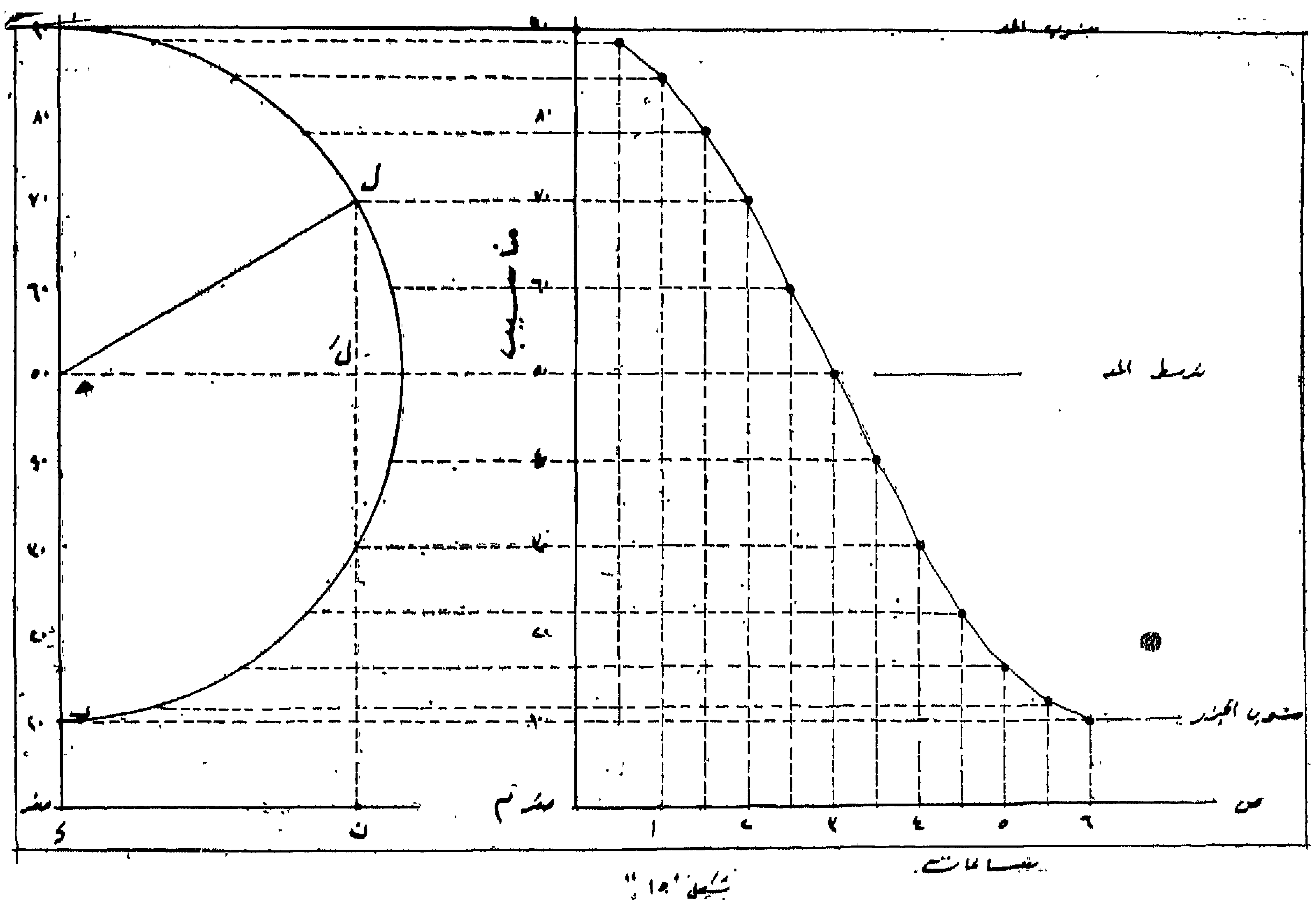
من كل قسم على « م ص » نقيم عموداً يقابل المستقيم الأفقى الممدود من القسم المماثل له على محيط الدائرة وتكون نقط تقابل الأعمدة بالمستقيمات الأفقية واقعة على منحنى المد الذى يسهل بعد ذلك رسمه .

فإذا كان المد العالى يحدث الساعة العاشرة صباحاً والمطلوب معرفة منسوب المياه الساعة الثانية عشر ظهراً أى بعد مرور ساعتين من وقت أعلى المد فنتتبع الأحداثى الرأسى القام على التقسيم المقابل لمرور ساعتين حتى يقابل منحنى المد عند نقطة ارتفاعها هو ارتفاع المنسوب وهو حالتنا يساوى ٠٫٧٠ متراً .

طريقة الحساب :

المطلوب معرفة منسوب المياه الساعة الثانية عشر ظهراً ليوم يحدث فيه المد العالى ومقداره + ٠٫٩٠ متراً الساعة العاشرة صباحاً . وبالرجوع إلى شكل « ١٥ » نجد أن المطلوب هو معرفة ارتفاع المستقيم « ل ن » .

ل ن = ل لَ + لَ ن



شكل « ١٥ »

= ل ل + ج د

لـكن ل لَ = ل ج حتا الزاوية لَ ل ج

= ل ج حتا الزاوية ل ج أ

= (أ ب / ٢) حتا الزاوية ل ج أ

والزاوية ل ج أ تمثل الفترة الزمنية بعد حدوث المـد العالى ومقدارها بالدرجات يساوى ١٨٠° × (الفترة الزمنية بعد حدوث المد العالى / الفترة الزمنية بين المـد العالى والجزر الذى يليه)

وحيث أن أ ، ب هو المدى ، ج ، د هو ارتفاع متوسط منسوب البحر ∴ ارتفاع المياه بعد مرور زمن قدره زمن حدوث المد العالى فى مكان ما = ارتفاع متوسط منسوب البحر فى المـكان المذكور + ½ المدى × جتا

(١٨٠° × (الزمن ز / الفترة الزمنية بين المد والجزر))

= ٠ر٥٠ + ٤٠ر حتا (١٨٠° × ٢/٦)

= ٠ر٥٠ + ٤٠ر حتا ٦٠° = ٠ر٥٠ + ٠ر٢٠ = ٠ر٧٠ متراً

وأبسط الطرق لقياس حركة المد والجزر هى وضع قطعة خشب رأسيه على الشاطىء تـكون مدرجة إلى أقسام ثم تدوين حركة ارتفاع المياه عليها ويجب أن يكون المقياس فى بقعه ماؤها عميق ولا تقع على مضيق أو مصب نهر أو أمام جزيرة وأن تـكون محمية من الرياح والعواصف وأفضل مكان لدراسة المد والجزر هو ما كان على جونة واسعة مدخلها عريض ويلزم للأعمال البحرية تحديد منسوب لمياه البحر هو الروبير الذى ترتبط به جميع مناسيب قاع البحر وساحله وتنسب إليه حركة المد والجزر وما يتبع ذلك مما له علاقة وثيقه بالملاحة وأعمال الجس .

ومنسوب الصفر عند مصلحة المساحة بالجمهورية العربية المتحدة هو متوسط منسوب مياه البحر الأبيض المتوسط عند الإسكندرية بين مده وجزره وقد اختبر هذا المنسوب وحدد وثبت على هذا الإعتبار وسلسلت منه كافة روبيرات الجمهورية .

على أن هذا الصفر وإن كان يفى بأغراض الميزانية وأعمال المساحة فى الأراضى إلا أنه لا يصلح لأعمال المساحة البحرية والملاحة فإن مناسيب قاع البحر ترقم على خرائط الملاحة والمأخوذة من هذا الصفر تبين أعمال البحر عند متوسط المد والجزر فإذا جاء الجزر وانحسر الماء كانت الأعماق الحقيقية أقل من المرقومة ولما كانت خرائط الملاحة قد وضعت لتـكون هداية للسفن فيأخذ الربان منها الأعمال المرقومة عليها قضية مسلمة ويدفع بسفينته إلى الجهات التى تظهرها الخريطة كافية لحمل سفينته فيجب والحالة هذه أن تـكون الأعماق المرقومة أقل الأعماق المحتمل وجودها فى منطقتها أى يجب أن يكون الصفر المأخوذة عنه هـذه الأعماق أوطأ مناسيب المياه فى الجزر ولهذا ينخفض صفر مصلحة الموانى عن صفر مصلحة المساحة بمقدار ٣٣ر٨ سنتيمتر كما أن هيئة قناة السويس تتخذ لهـا صفراً ينخفض ١٧ متراً عن صفر مصلحة المساحة وذلك لتـكون مناسيب قاع القناة مرقومة دائماً رقماً موجباً فيسهل بذلك على عمالها القيام بأعمال التطهير بالقناة .

ملخص الموضوعات
بالقسم الانجليزي

تآكل الحراريات بواسطة الخبث المنصهر

للدكتور المهندس يحيى مصطفى العجماوى

يهدف هذا البحث إلى دراسة كيناتيكية تآكل الحراريات بواسطة الخبث المنصهر ، كما يهدف إلى الإثبات التجريبى إلى أن عملية النقل هى العملية الضابطة لمعدل التآكل . وقد عولج هذا الموضوع بدراسة معدل التآكل لألواح من السيليكا المزججة عند غمرها فى مصهور سيليكات الصوديوم . وبمقارنة النتائج المشاهدة تجريبياً لمعدل التآكل بالقيم المناظرة المحسوبة من المعادلات المستنبطة على أساس التشابه بين انتقال الكتلة بالانتشار وانتقال الحرارة بالحمل ، تبين مطابقة القيم المشاهدة مع القيم المحسوبة إلى درجة كبيرة جداً ، كما تبين أن متوسط القيم المشاهدة للعينة الواحدة يتناقص بزيادة ارتفاع العينة .

وفى ضوء ذلك أمكن استنتاج أن انتقال الكتلة بالانتشار والذى يعزى إلى فرق الكثافة بين المصهور المشبع وباقى حجم المصهور — هو العملية الضابطة لمعدل التآكل .

دراسات فى درجة التمييز فى الراديوجرافيه بالنيوترونات

للدكتور المهندس عبد العزيز فهمى

طريقة الفحص الراديوجرافى للأجسام على وجه العموم بدأت منذ أن اكتشفت الأشعة السينية عام ١٨٩٥ وخاصية نفاذها فى الأجسام المعتمة ولو أن التطبيقات الهندسية والصناعية لهذه الطريقة ظلت متخلفة بعض الوقت عن تطبيقاتها الطبية نظراً لأن طبيعة الأجسام التى يراد فحصها بهذه الطريقة فى الصناعة تحتم استخدام أشعة على درجة من النفاذ وقدر من الطاقة يزيد كثيراً عما يستخدم منها فى الطب .

وقد شهد هذا العصر الذى نعيش فيه اكتشاف واستخدام أنواع متعددة من الأشعة ومن سيول الدقائق الذرية والنووية ومنها النيوترونات . وقد وجد أن خصائص سيول النيوترونات تؤهلها لإمكان استخدامها فى الأغراض الراديوجرافية .

وهذا البحث يستهدف هدفين رئيسيين أولهما دراسة الأسس التى ترتكز عليها طريقة الفحص الراديوجرافى بالنيوترونات والأساليب المتعددة لتطبيقها والثانى وصف وتحليل الدراسات التجريبية التى قام بها مقدم البحث من أجل إمتداد مجال تطبيق الراديوجرافية بالنيوترونات لتشمل الحالات التى تستلزم درجة عالية من التمييز .

فإذا استعرضنا أوجه الشبه وأوجه الخلاف بين سيول النيوترونات والأشعة السينية أو أشعة جاما لوجدنا أنهم يشتركون فى مقدرتهم على إختراق مسافات كبيرة من المواد وفى هذا المجال قد تتفوق النيوترونات على الأشعة السينية فى بعض الأحوال وتقصر عنها فى الأخرى . بيد أن درجة نفاذ النيوترونات لا تتوقف على طاقتها بشكل تدريجى منتظم كما هو الحال فى الأشعة السينية وأشعة جاما بل تتغير بشكل لا يبدو له رابطاً . وكذلك فإن درجة نفاذ النيوترونات فى العناصر والنظائر تتغير من عنصر لعنصر ومن نظير بشكل عشوائى يختلف تمام الاختلاف عن التغير التدريجى المنتظم للأشعة السينية فى العناصر حسب رقمها الذرى

ووجه الشبه بين الأشعة السينية والنيوترونات يوحى بإمكان استخدام الأخيرة فى الفحص الراديوجرافى كما أن أوجه الخلاف توضح الظروف التى يكون استخدام النيوترونات فيها أميز من استخدام الأشعة السينية . بل نتعدى ذلك فنقول إن تلك الاختلافات هى التى تجعل من طريقة الفحص الراديوجرافى بالنيوترونات طريقة مفيدة قيمة تنجح فى أحوال كثيرة تبوء فيها الأشعة السينية بالفشل . من تلك الأحوال ما يلى :

(ا) فحص قطع سميكة من مواد ثقيلة وذات رقم نوعى عال مثل كتل اليورانيوم والرصاص ، فتلك المواد تكاد تكون معتمة تماماً بالنسبة للأشعة السينية ولكنها ذات شفافية متوسطة بهذه السماكات الكبيرة بالنسبة للنيوترونات .

(ب) فحص عينات رقيقة من مواد تحتوى على نسبة عالية من الماء والعناصر الخفيفة مثل أوراق الأشجار وأنواع اللدائن المختلفة وهنا على العكس نجد أن تلك المواد تكاد تكون تامة الشفافية بالنسبة للأشعة السينية بحيث تمر منها دون إمتصاص يذكر فتكون درجة التباين فى الأشعة النافذة غير كافية لبيان دقائق العينة بينما هى بالسماكات المناسبة متوسطة الشفافية بالنسبة للنيوترونات ويمكن بسهولة فحصها بها .

(ج) فحص الأجسام المشعة ، فهنا تختلط الأشعة السينية المستخدمة فى الفحص بالأشعة الصادرة من الجسم بشكل يجعل الصورة الراديوجرافية مشوشه إن لم تنطمس معالمها بينما فى إحدى طرق الفحص بالنيوترونات يمكن عمل صورة نيوترونية على لوح إنتقالى لا يتأثر بالأشعة ثم بعد ذلك تطبع

منه صورة على لوح فوتوغرافى حساس بعيداً عن الجسم المشع نفسه .

ولما كانت النيوترونات ذاتها عديمة التأثير على اللوح الفوتوغرافى فإنه يلزم تحويل الصورة النيوترونية إلى صورة أخرى تكونها دقائق متأينة أو إشاعات لها تأثير أكتينى ويمكن عمل ذلك بطرق متعددة أهمها :

١ — استخدام بورون — ١٠ أوليثيوم — ٦ مختلطين بمادة خ كب (ف) الفوسفورية على هيئة دقائق صغيرة على لوح من البلاستيك . فالنيوترونات تثير فى البورون ١٠ أو الليثيوم — ٦ تفاعلا ينتج عنه دقائق ألف وهذه بالتالى تؤثر فى المادة الفوسفورية معطية ضوءاً يؤثر فى الفيلم الفوتوغرافى .

٢ — استخدام رقائق من مواد فلزية مثل الجادولينيوم أو الكادميوم من خصائصها أنها بامتصاص النيوترونات تعطى لحظياً أشعة جاما وهذه تؤثر فى الفيلم . وفى كلتا الحالتين السابقتين يوضع « المحول » ملاحقاً للفيلم إما بينه وبين الجسم المراد فحصه (أى فى وضع أمامى) أو فى الناحية الأخرى من الفيلم (أى فى وضع خلفى) .

٣ — استخدام رقائق فلزية من الديسبروزيام أو الانديام أو الذهب بدون فيلم وهنا تتكون على الرقائق الانتقالية بتأثير النيوترونات صورة مشعة أى أن الأجزاء من تلك الرقائق التى تتعرض للنيوترونات تتحول إلى نظير مشع يعطى بتحلله التلقائى مع الزمن رقائق وإشاعات تؤثر على اللوح الفوتوغرافى فبعد أن تتكون الصورة المشعة يوضع اللوح الفوتوغرافى ملاحق للفيلم لفترة من الزمن فتتكون عليه بفعل إشاعات التحلل صورة للجسم الأصلى .

وباستخدام عدة طرق للفحص على بعض المواد تبين أن أكثر الطرق ملائمة من حيث درجة التمييز أى من حيث قابليتها على بيان التركيب الدقيق للأجسام هى طريقة رقيقة الجارولينيوم فى وضع أمامى تتلوها طريقة لوح الديسبروزيام الانتقالى ، وقد أجريت تجارب لتحديد أنسب سمك لرقيقة الجارولينيوم تبين منها أن درجة التمييز تتحسن كلما نقص سمك الرقيقة ولكن فى الوقت نفسه فإنه إذا كانت الرقيقة غاية فى الرقة فإن تكوين الصورة المناسبة يستلزم وقتاً طويلا أى أن سرعة الطريقه تكون صغيرة وقد وجد بالتجربة أن ٤ر٠ من الألف من البوصة هو السمك الذى تكون للطريقة عند سرعتها القصوى فإذا نقص السمك عن ذلك قلت السرعة وزاد التمييز أما إذا زاد نقص الإثنان معاً .

وتتوقف درجة التمييز على عوامل منها الطريقة ذاتها المستخدمة ومنها أيضاً طبيعة الجسم المختبر ، فالأجسام مهما قل سمكها ذات أبعاد ثلاث والصور الراديوجرافية ما هى إلى ظلال لدقائقها الداخلية وقد تتداخل هذه الظلال ويصعب تمييز التركيب الدقيق للأجسام حتى ولو كانت الطريقة ذاتها قادرة على التمييز بلا حدود . لذلك فقد وجد من المفيد صنع قطع اختبار نمطية يمكن استخدامها لتحديد ومقارنة درجة التمييز للطريقة ذاتها . وهذه القطع التى أسميناها « قطع التمييز » تتكون من ألواح رقيقة من الرصاص والكادميوم لا يزيد عمقها عن حوالى نصف ملليمتر ومصففة على التتالى من أحد الفلزين ثم الآخر وسمكها — حسب القطعة — فى حدود $\frac{1}{10}$ ملليمتر والرصاص يسمح بمرور النيوترونات بينما يمتصها الكادميوم بشراهة . وهذه الألواح بها التواء حول محورها الطولى يضمن إمكان مرور النيوترونات فى موضع ما من القطعة إذا تغير اتجاه النيوترونات قليلا . وقد نجح صنع واستخدام هذه القطع التى يستحسن أن يكون لدينا منها مجموعة لدرجات مختلفة من التمييز . وبهذا يكون الطريق قد مهد لدراسة استخدام راديوجرافية النيوترونات لفحص التركيب الداخلى للفلزات والسبائك وفصل العوامل التى تؤثر على درجة التمييز فى صدرها الراديوجرافية .

دقة الخرائط الطبوغرافية بمقياس ١ : ١٠٫٠٠٠
التي يتم إنشاؤها من الصور الجوية ذات الزاوية الزائدة الانفراج

للمهندس : محمد عبد الفتاح محسن

أجرى هذا البحث لفحص دقة رسم خطوط الكنتور على الخرائط الكنتوية بمقياس ١ : ١٠٫٠٠٠ وفاصل كنتورى ٥ متر من الصور الجوية ذات الزاوية الزائدة الانفراج وأخذت العقبات اللازمة للبحث من مشروع خرائط يجرى تنفيذه لمنطقة الوادى الجديد .

وكانت طريقة إجراء البحث تتلخص في عمل ميزانية شبكية بمقياس ١ : ٢٥٠٠ وبعد تصغير هذه الخرائط إلى مقياس ١ : ١٠٫٠٠٠ لمطابقتها مع الأصول التي رسمت من الصور الجوية بمقياس ١ : ١٠٫٠٠٠ انطبقت كثير من نقط الارتفاعات التي تم قياسها بالميزانية المباشرة على خطوط الكنتور المرسومة بواسطة جهاز المسح الجوى من الصور الجوية .

وبهذه الطريقة أمكن قياس الخطأ في الارتفاع عن سطح البحر الذى يمثله خط الكنتور ١٦٥ في ٢٣ نقطة وحسب الخطأ التربيعى المتوسط للارتفاعات كما هو موضح في الجدول رقم (٢) ، كما أمكن بمقارنة خط الكنتور ١٦٥ المرسوم من الصور الجوية ونظيره المرسوم على خرائط ٢٥٠٠ والمصغر إلى ١٠٫٠٠٠ من حساب الخطأ في الزحزحة الأفقية للكنتور وفقاً لما هو موضح بالجدول رقم (١) .

وينتهى البحث باقتراح قيمة جديدة للثابت حـ في معادلة فون هايزلر :

$$م ص = حـ \sqrt{م خ}$$

التي تربط العلاقة بين مقياس رسم الصورة م ص ، مقياس رسم الخريطة م خ والقيمة المقترحة هى ٤٠٠ بدلا من ٢٠٠ ويساعد على ذلك قلة التفاصيل في المناطق الصحراوية.

وهذه القيمة الجديدة سيترتب عليها توفر العنصر الاقتصادى عند إنتاج الخرائط لمثل هذه المناطق الصحراوية المقطورة عمرانياً .

استخدام التركيبات المعادلة لتصميم الـكامات

للدكتور المهندس السيد البدوى
والدكتور المهندس محمد عارف

تصميم التركيباب ذات الأزواج الدورانية مثل الكامات يمكن أن يتم عن طريق دراسة التركيبات المعادلة . فى مثل هذه التركيبات يجب أن تكون نسبة السرعة وكذلك نسبة العجلة للعضوين الأول والأخير مساوية لنسب تركيبات الكامات الأصليـة — وتبعاً لذلك فقد تم تقديم تركيبات معادلة لكامات مع أنواع مختلفة للتوابع وبالأخص :

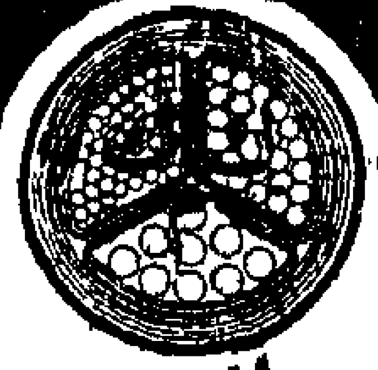
١ — التابع ذو الدحروج فى حالة ما إذا كان خط عمل التابع يمر بمركز الكامة أم لا .

٢ — التابع المتذبذب ذو الدحروج .

٣ — التابع ذو الوجه المسطح .

يمكن تمثيل هذه الكامات بسلسلة محكمة ذات أربعة أعضاء متغيرة دائماً والأول يحتوى على زوج إنزلاق واحد والثانى يحتوى على أزواج دورانية كلها ويحتوى الثالث على زوجين إنزلاقيين . فى هذه التركيبات المعادلة يمكن اعتبار مركز الكامة ودليل التابع أو مركزه كوصلات ثابتة بينما يمكن اعتبار الوضع اللحظى لنصف قطر دائرة التقوس لمنحنى الكامة فى أى لحظة وكذلك النقطة المناظرة له فى الـكامة كوصلات متحركة .

وقد أمكن التوصل إلى أن التركيبات المعادلة يمكن استخدامها فى الحالات التى يتكون فيها منحنى الكامة من أجزاء من أقواس دوائر وأيضاً فى الحالات التى يتغير فيها نصف قطر دائرة تقوس منحنى الكامة من نقطة لأخرى بشرط أن يتحدد التركيب المعادل للكامة عند كل وضع لها — وحيث أنه يلزم عند تصميم الكامات إلى معرفة نصف قطر دائرة التقوس الذى يعمل كعضو فى السلسلة المحكمة الحركة فقـد أمكن تحديد نصف قطر دائرة التقوس فى الحالات السالفة الذكر بدلالة الإزاحة والسرعة والعجلة لتابع الكامة .



شركة الكابلات الكهربائية المصرية

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للصناعات الهندسية

الإدارة العامة والمصانع : مسطرد — تليفون : ٨٧٦٠٠٠ « ١٠ خطوط »

لحام وتوصيل الكابلات ذات الموصلات الألمونيوم

بقلم المهندس / محمد عبد الفتاح ابراهيم رئيس مجلس الإدارة والعضو المنتدب للشركة

بعد أن سايرت الشركة ركب التطور بتصنيع الكابلات الكهربائية المسلحة بموصلات من الألمونيوم .. أخذت على عاتقها أن تسهم في حل ما يعترض هذا الإنتاج الحديث من صعوبات في الاستخدام رغم اختلاف مجال التخصص .

وكانت أبرز هذه الصعوبات بالنسبة للاستخدام إمكانية وصل ولحام الكابلات ذات الموصلات الألمونيوم وتتضمن الصفحات التالية تلخيصاً لتجارب الشركة في هذا المجال

ظل انتشار استخدام الكابلات ذات الموصلات الألمونيوم محدوداً بعض الوقت بسبب بعض الصعوبات التي نشأت عند لحام وتوصيل الكابلات ببعضها أو تكوين تفريعات منها ولم يستغرق البحث للتغلب على هذه الصعوبات وقتاً طويلا . . أصبحت بعدها عمليات اللحام والتوصيل شيئاً يسيراً . . بل لا تكاد تختلف كثيراً عن لحام وتوصيل غيره من المعادن إذا أخذت في الاعتبار خواص معدن الألمونيوم الطبيعية والكيميائية وما تستلزمه من توافر معدات وأجهزة مناسبة .

إذ يتميز الألمونيوم بقابليته الكبيرة لامتصاص الأكسجين وسرعان ما تتكون على سطح المعدن في الجو العادى طبقة دقيقة جداً من أكسيد الألمونيوم (يبلغ سمكها واحد على خمسمائة مليون من المليمتر) خلال الدقائق الأولى لتعرضه للجو . تزداد إلى خمسة أمثالها بمضى الوقت . . وهذه الطبقة من الأكسيد ذات قدرة عالية كعازل كهربى . . صلبة . . شفافه . . ذات مقاومة عالية للصدأ . . تكسب المعدن ذلك المظهر اللامع . . ولها درجة انصهار تزيد عن ٢٠٠٠°م أى ما يزيد عن ثلاثة أمثال درجة انصهار معدن الألمونيوم نفسه « ٦٦٠°م » .

وينبغى التخلص من هذه الطبقة من الأكسيد تخلصاً تاماً لإجراء عمليات اللحام حيث أنها كمادة عازلة ولارتفاع درجة انصهارها قد تتواجد كشوائب غير منصهرة ومنتشرة داخل منطقة اللحام تحد من قدرة الموصل الميكانيكية وكفاءته الكهربية .

وتصنع محلياً الآن الكابلات ذات الموصلات الألمونيوم المقاسات الآتية :

١ — الأسلاك والكابلات العادية المعزولة بالبلاستيك « طراز ٧٥٠ ب » من مقاس ١.٦ مم ٢ فما فوق « ما يقابل ١٠ مم٢ نحاس » .

٢ - كابلات الضغط الواطى المسلحة بالورق المشبع بالزيت من مقاس ٢٥ مم٢ فما فوق « ما يقابل ١٦ مم٢ نحاس » .

٣ — كابلات الضغط العالى المسلحة المعزولة بالورق المشبع بالزيت لجميع المقاسات ٢٥ مم٢ فما فوق « ما يقابل ١٦ مم٢ نحاس » .

وقد يتساءل البعض لماذا لم يعمم استخدام الألمونيوم بدلا من النحاس في جميع المقاسات ابتداء من الـ ١ مم٢ مثلا سواء في الأسلاك العادية المعزولة بالبلاستيك أو في الكابلات المسلحة ويرجع السبب الرئيسى في ذلك إلى الصعوبات التي نواجهها عند استخدام هذه المقاسات الصغيرة في مجالات العمل اليومى « طراز ٧٥٠ ب » .

فالأسلاك المعزولة بالبلاستيك « طراز ٧٥٠ ب » ذات المقاسات الصغيرة ١ — ١٠ مم٢ مثلا تستخدم في التوصيلات العادية داخل مواسير الكهرباء لتوصيل الدوائر الفرعية والدوائر العمومية الخ ويتم تثبيت الموصل في اللمبة أو المفتاح أو البريزة من جهة وفي لوحة المصهرات أو المفاتيح الثلاثية من جهة أخرى .

ولا يمكن ضمان عمل هذه التوصيلات بطريقة فنية مأمونة فى الوقت الحاضر على الأقل لما يستلزمه استخدام الموصلات الألمونيوم من طرق فنية مستحدثة فى طريقة التوصيل والتثبيت .. إلخ .

فكما سبق أن أوضحنا فإن هـذه الطبقة الشفافة الرقيقة من أكسيد الألمونيوم التى تتكون بسرعة فائقة على الموصل الألمونيوم والتى ينبغى إزالتها قبل عمل التوصيلة قد لا يجيدها الكهربائى العادى الغير متمرن على توصيلات الألمونيوم ، وهكذا قد نجده لا يعتنى بإزالة هذه الطبقة وخصوصاً وهو لا يراها ولا يتأكد من وجودها ويقوم بتثبيت الموصل فى المفتاح أو البريزة أو اللمبة دون أن يزيلها بعناية مما يؤثر فى مرور التيار وبالتالى برفع درجة حرارة الموصل فى هذا الجزء وربما يسبب شرارة أو ما شابه ذلك .

وحتى لو قام الكهربائى بإزالة هذه الطبقة من الأكسيد فإنها سرعان ما تتكون مرة أخرى دون أن يراها أو يشعر بها وتسبب المتاعب المذكورة مما يوضح أن مثل هذه التوصيلات لا تتم بالسهولة التى تتم بها توصيلات الموصلات النحاس .

هذا عدا ما هو معروف أن الألمونيوم به خاصية الزحف أى أنه بمضى المدة قد يزحف من تحت مسمار الزنق ويسبب مقاومة لمرور التيار وبالتالى قد يحدث شرارة ضارة .

لهذه الأسباب لم تصنع فى الوقت الحاضر هذه الأسلاك بموصلات ألمونيوم وذلك إلى أن يتم تعود الكهربائيين على استخدام الكابلات الكبيرة ذات الموصلات الألمونيوم وهى أقل شيوعاً فى الاستخدامات العادية البسيطة .

ولما كانت المقاسات « ١٦٠ ، مم٢ » فما فوق تستخدم عادة كخطوط تغذية بين لوحات التوزيع وأماكن الاستخدام وتنتهى فى العادة على مفاتيح ثلاثية أو لوحات توزيع فرعية فيمكن لحام أطراف الموصل فى نهايات « كوس » تثبت فى اللوحة أو المفتاح بالطرق المبينة فيما بعد .

وينبغى التنبيه بعدم ربط الموصلات الألمونيوم على المفاتيح أو لوحات التوزيع بعمل وردة من السلك تثبت تحت مسمار زنق لما تسببه هذه الطريقة من تزايد طبقة الأكسيد وبالتالى ارتفاع مقاومة منطقة الربط مؤدية إلى انخفاض كفاءة التوصيل للدائرة ومن الضرورى لحام طرف الموصل فى النهاية كما سبق أن أوضحنا .

إزالة طبقة الأكسيد :

تختلف طرق إزالة طبقة أكسيد الألمنيوم باختلاف مونة اللحام .. وطريقة اللحام المستخدمة وفيما يلى أكثر الطرق استعمالا :

١ — استخدام فرشة سلك صلب تمرر على سطح المعدن قبل اللحام لكسر طبقة الأكسيد . والنفاذ إلى فلز الألمونيوم . وتجرى هذه العملية بسرعة وقبل بدء عملية اللحام بوقت قصير حتى لا تكون هناك فرصة لتكوين هذه الطبقة مرة أخرى .

٢ — استخدام بودرة لحام ألمونيوم . وذلك بإذابة كمية تكفى لعملية لحام واحدة فقط فى كمية قليلة من الماء النقى فى حوض من الزجاج أو الفخار ثم توضع على منطقة اللحام . ويفضل أن يسبق ذلك كسر طبقة الأكسيد بواسطة إمرار فرشة سلك على منطقة اللحام لتعمل على إزالة طبقة الأكسيد . ويجب إزالة كل آثار البودرة بعد اللحام بغسلها بالماء تفادياً لما تسببه من صدأ وتآكل للمعدن إذا تركت على الموصل .

٣ — استمرار صب كمية من فلز منصهر فوق منطقة اللحام تعمل على تكسير أو إذابة طبقة الأكسيد ويحملها بعيداً عن منطقة اللحام .

طرق لحام ووصل الموصلات من الألمونيوم

تختلف طرق لحام الكابلات ذات الموصلات من الألمونيوم إلى حد كبير باختلاف وسيلة التخلص من طبقة الأكسيد إلى جانب إمكانية توافر المعدات والمهمات اللازمة لعملية اللحام المناسبة لمكان العمل . وفيما يلى تفاصيل ثلاث طرق شائعة الاستعمال :

١ — اللحام بواسطة اللهب « الأكسى - استيلين » .
٢ — اللحام بواسطة الصب .
٣ — اللحام بواسطة سبيكة من القصدير والزنك .

الطريقة الاولى :

اللحام بواسطة اللهب « الأكسى — استيلين »

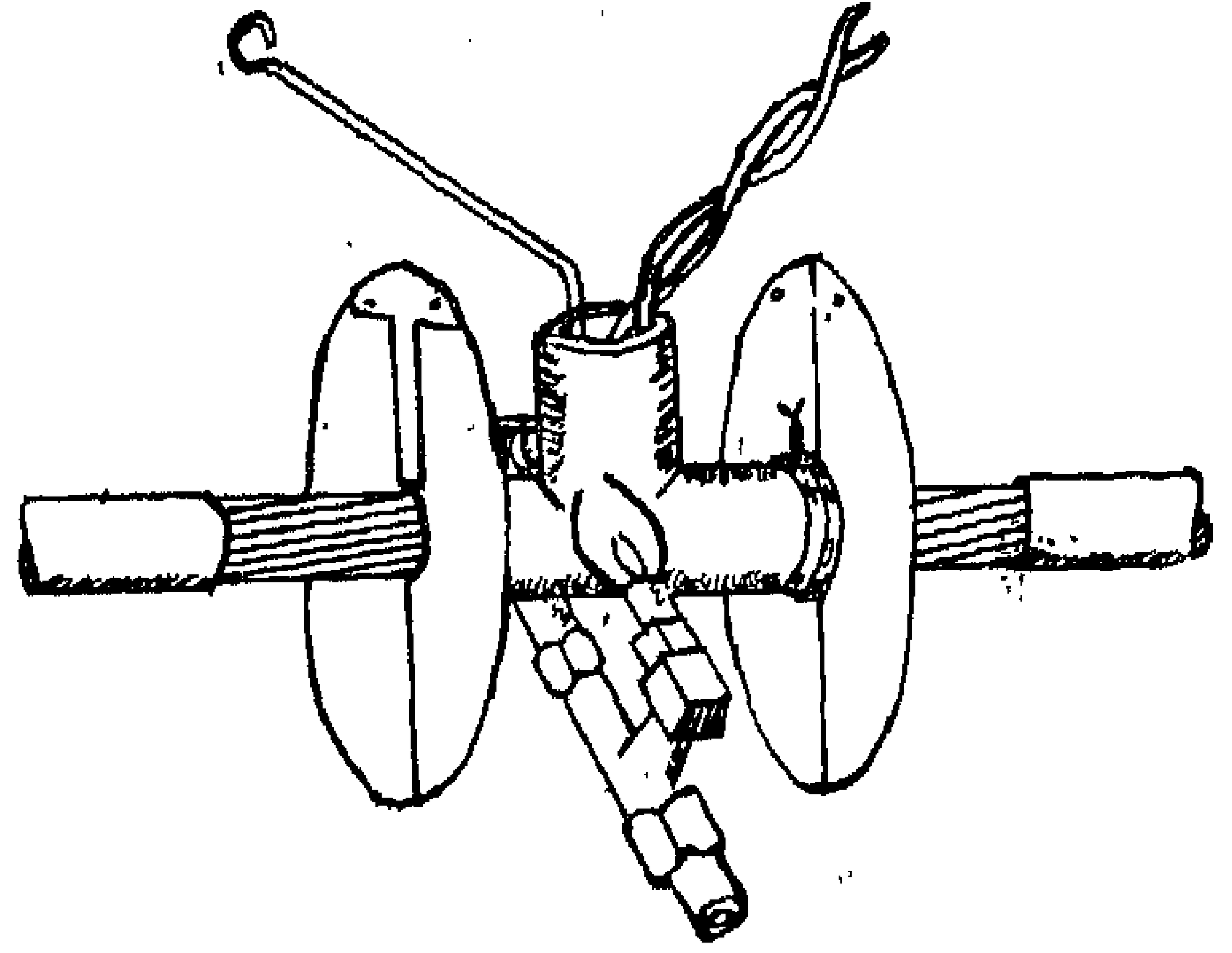
تستخدم هذه الطريقة فى وصل جميع أنواع الموصلات ولا سيما الموصلات المجدولة من عدة طبقات حيث تصعب إزالة طبقة الأكسيد المتكونة على أسلاك الطبقات الداخلية بواسطة محلول بودرة اللحام حيث أن محلول هـذه البودرة يتسرب إلى داخل الموصل فى الكابلات المحقونة بالزيت وتغير من خواص وقدرة الزيت كعازل ، هذا خلاف صعوبة ضمان عدم تكون طبقة الأكسيد مرة أخرى إذا استعملت طريقة الكشط بواسطة فرشة سلك أو مبرد على كل من مكونات الموصل ودون أن تسبب تغيير شكل الموصل .

ولا تحتاج هـذه الطريقة إلى استخدام بودرة اللحام .. وإنما يتم رفع درجة حرارة منطقة اللحام بواسطة لهب من مصدرى أكسجين وأستيلين للوصول إلى درجة انصهار الألمونيوم ومونة اللحام أى ٦٦٠°م ويقلب الألمونيوم المنصهر بواسطة شوكة من الصلب لمزج الموصلين معا ولمعاونة شوائب الأكسيد على أن تطفو على السطح حيث يمكن إزالتها .. ويستمر فى التسخين حتى تكون كل المعادن فى منطقة اللحام سائلة وحرة ثم تترك لتبرد فى الجو الطبيعى .

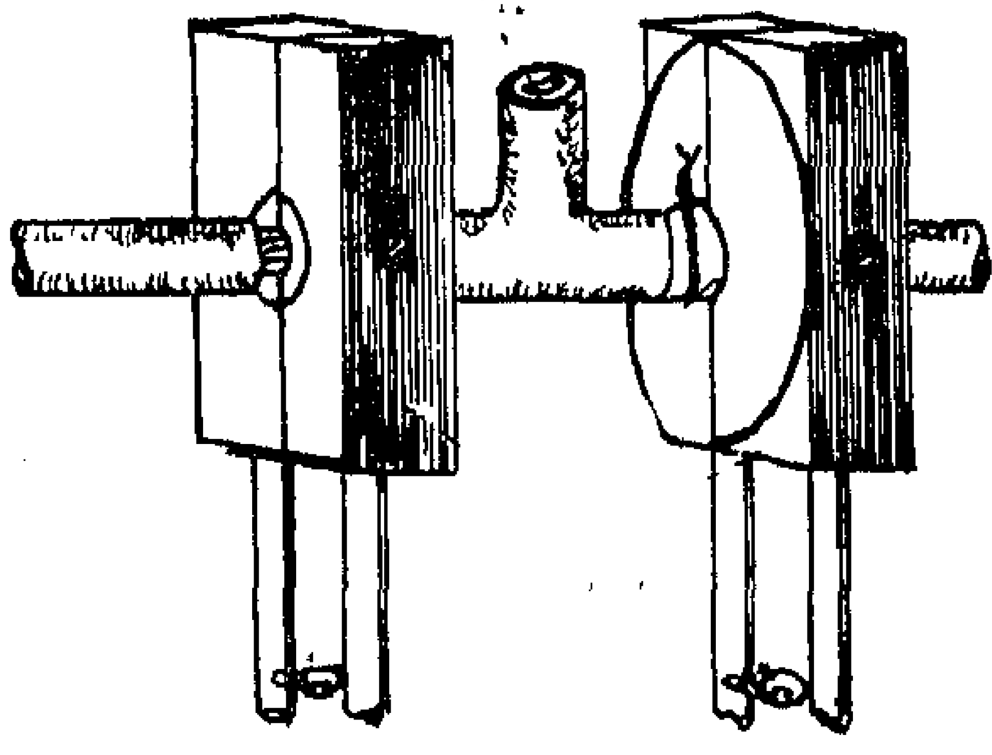
المعدات اللازمة لإجراء عملية اللحام :

١ — مصدر أكسجين — إستيلين :

وتستعمل لذلك أنبوبة عادية من كل منهما متساويتى الحجم حيث أن استهلاك كلا الغازين أثناء عملية اللحام يكاد يكون متعادلا .



شكل ١



شكل ٢

٢ — بورى لحام ذو شعلتين :

وهو بورى لحام خاص ينتهى بفتحتين متقابلتين حتى يمكن أن يحيط اللهب بكل منطقة اللحام كما هو موضح بالشكل (١) وبذلك تضمن انتظام درجة الحرارة حول الموصلات المطلوب لحامها .

٣ — بنسبة تبريد :

وهى قطعتان من الألمونيوم أو النحاس تثبتان على الجزء العارى من موصل الألمونيوم إلى جانبى جلبة اللحام (شكل ٢) لتعمل على تسرب الحرارة خلالها حتى لا تصل إلى باقى الموصل وتؤثر على عزل الموصل .

٤ — شوكة تقليب :

وهى قطعة من السلك الصلب تنتهى بيد خشبية لتقليب المعدن فى منطقة اللحام أثناء التسخين .

٥ — خيوط أمينت حرارى :

تلف حول الجلبة لمنع تسرب المعدن المنصهر منها .

٦ — مبرد ألمونيوم أو منشار : لقطع زوائد اللحام .

٧ — جلبة اللحام :

وتصنع من صفائح الحديد أو الصلب ذات سمك يسهل تشكيله ويتحمل درجة الحرارة العالية دون أن يتغير شكله أو طبيعته .. وتتكون جلبة اللحام من قطعتين أو أكثر حتى يمكن نزعها بعد إنتهاء عملية اللحام ، وتوضح الأشكال ٣ ، ٤ ، ٥ شكل الجلب المستخدمة فى طريقة اللحام باللهب ويبين الجدول رقم (١) أبعاد الجلب المناسبة لكل مقاس من الكابلات المختلفة .

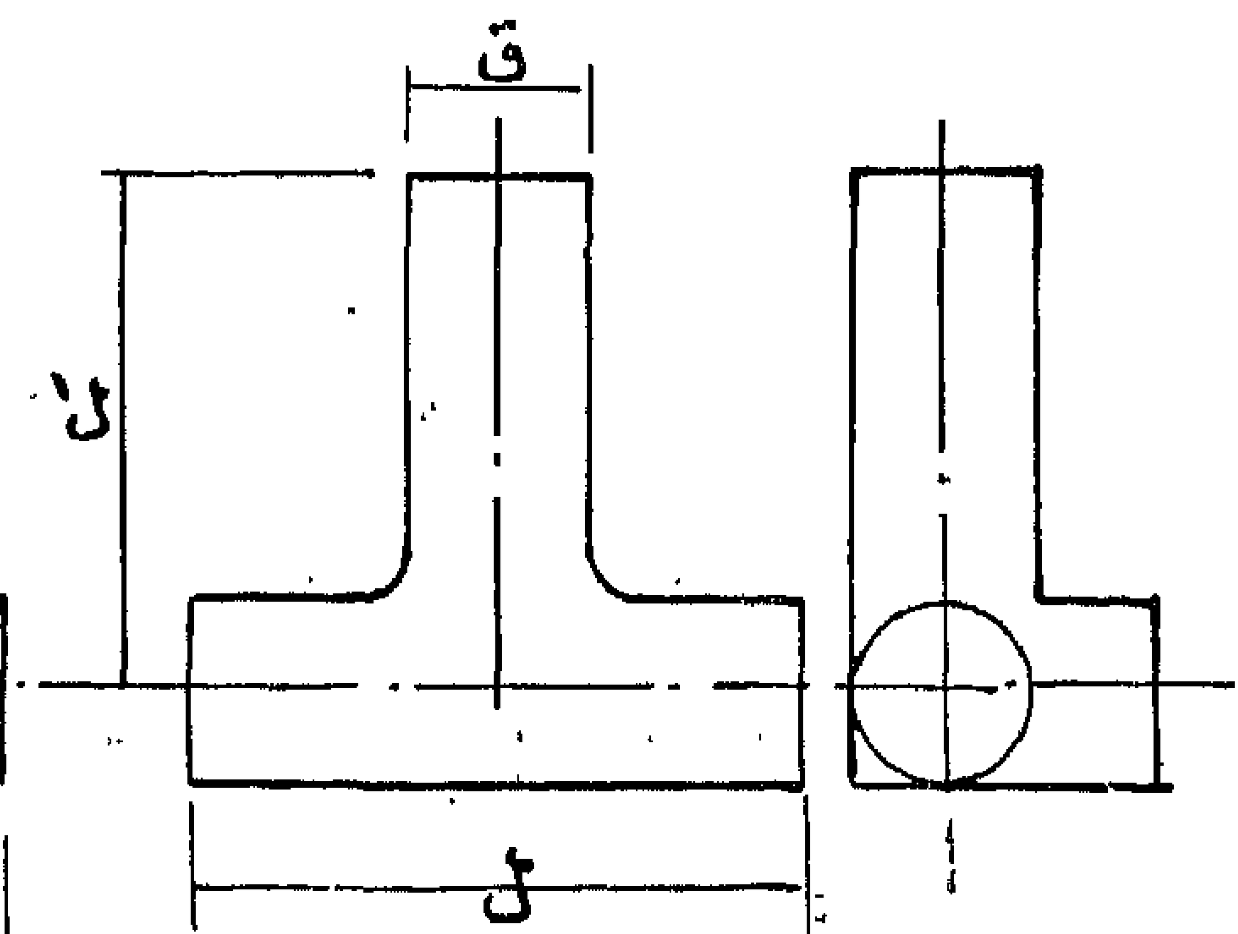
طريقة عمل لحام باللهب :

١ — ينزع الورق العازل لمسافة ٦ سم من طرف الموصل وتثبت أطرافه بخيط وتلف عليه طبقة من شريط عازل للحرارة أو خيوط الأمينت (شكل ٦) .

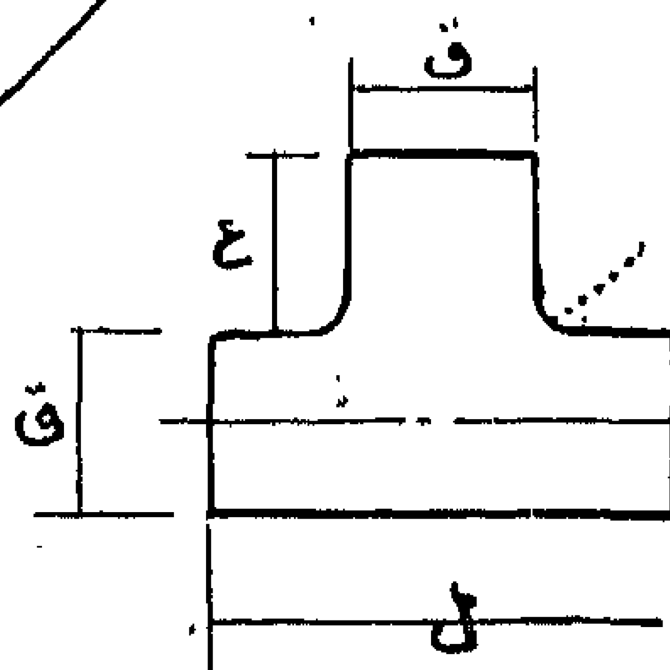
٢ — ينظف الموصل من آثار الدهون وزيت الحقن بمسحه بقطعة من القماش النظيف المغموس بمادة مذيبة كالبنزين . وفى حالة الموصلات المجدولة فإنه يفضل خلخلة أسلاك الموصل بقدر بسيط يسمح المادة المذيبة بالتسرب خلالها لتنظيف الأسلاك الداخلية من الموصل وبدون تغيير كبير فى شكل الموصل أو انتظام جدل أسلاكه .

٣ — تختار جلبة اللحام المناسبة لمقطع وقطر الموصل المراد لحامه حسب الجدول رقم (١) .

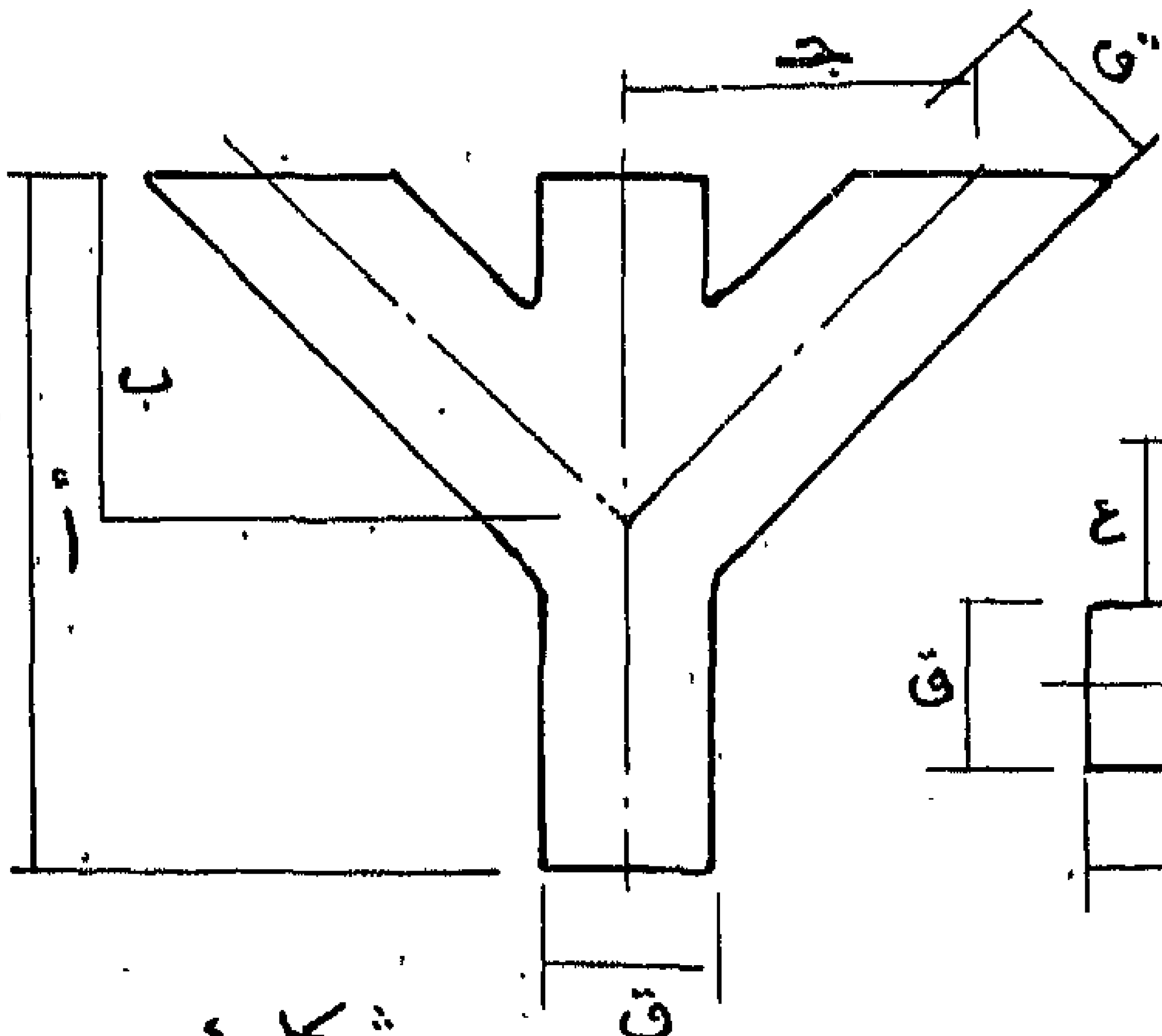
٤ — يغطى السطح الداخلى لأجزاء الدليل بعد تنظيفها بمحلول من الجرافيت ويجفف بالتسخين .



« شكل ٥ »



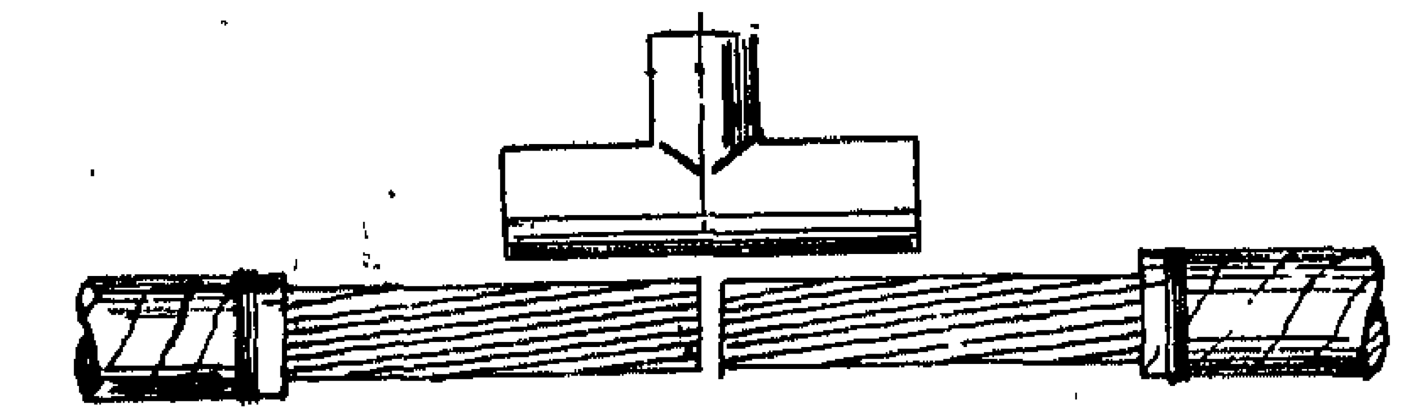
« شكل ٣ »



« شكل ٤ »

مساحة المقطع	قطر الجلبة ق	شكل ٣ ل	شكل ٣ ع	شكل ٤ أ	شكل ٤ ب	شكل ٤ جـ	شكل ٥ ل	شكل ٥ ل١	شكل ٥ ع
٢٥	٧٫٥	٥٥	١٦	٦٥	٢٩	٢٧	٥٥	٣٠	٢٢
٣٥	٩	٦٠	١٦	٧٠	٢٨	٣٠	٦٠	٣٣	٢٥
٥٠	١٠٫٥	٦٥	٢٠	٨٠	٣٣	٣٥	٦٥	٣٥	٢٥
٧٠	١٢	٦٥	٢٠	٨٠	٣٦	٣٨	٦٥	٣٥	٢٥
٩٥	١٤	٦٥	٢٠	٩٠	٤٠	٤٣	٦٥	٤٠	٣٠
١٢٠	١٦	٧٠	٢٢	٩٠	٤٥	٤٨	٧٠	٤٠	٣٠
١٥٠	١٨	٧٠	٢٢	١٠٠	٤٨	٥١	٧٠	٤٥	٣٥
١٨٥	٢٠	٧٠	٢٢	١٠٠	٥١	٥٤	٧٠	٤٥	٣٥
٢٤٠	٢٢	٧٥	٢٤	١١٠	٥٤	٥٧	٧٥	٥٠	٤٠
٣٠٠	٢٤	٧٥	٢٤	١٢٠	٥٨	٦٢	٧٥	٥٠	٤٠

سمك المعدن = ١٫٥ م   الأبعاد بالملليمتر



شكل ٦

٥ — يترك فراغ بين نهايتي الموصلين المطلوب لحامهما تتراوح بين ٢ — ٤ مم متناسبة مع مساحة المقطع ويثبت الدليل على الموصل كما فى شكلى ٧ ، ٨ .

١ — سلك رفيع لربط جزئى جلبة اللحام .
٢ — الموصل .
٣ — مكان لوضع بنسة التبريد .
٤ — شريط أو خيوط أميئت لمنع تسرب المعدن .
٥ — جلبة اللحام .

٦ — توضع بنسات التبريد على الجزء العارى من الموصل على جانبى جلبة اللحام كما فى شكل ٢ .

٧ — ترفع درجة حرارة الجلبة بواسطة بورى اللحام ذى الشعلتين على أن يحيط اللهب بكل الجلبة (شكل ١) مع مراعاة تحريك اللهب فوق منطقة اللحام حتى تبدأ أطراف الموصلات فى الانصهار .

٨ — توضع من الفتحة العليا للدليل كمية من قطع الألومنيوم مع استمرار التسخين حتى يصبح كل المعدن داخل الجلبة منصهراً .

٩ — يقلب المعدن المنصهر داخل الجلبة بواسطة شوكة التقليب .. وتضاف كميات أخرى من الألومنيوم حتى يظل الجزء العلوى من الدليل ممتلئاً حتى نهايته .

١٠ — يستمر التسخين مع تحريك اللهب على كل منطقة اللحام حتى يحتفظ بدرجة حرارة متجانسة لضمان تمام انصهار الألومنيوم . ويبدو ذلك من تجانس لون المعدن المنصهر خلال الدليل .

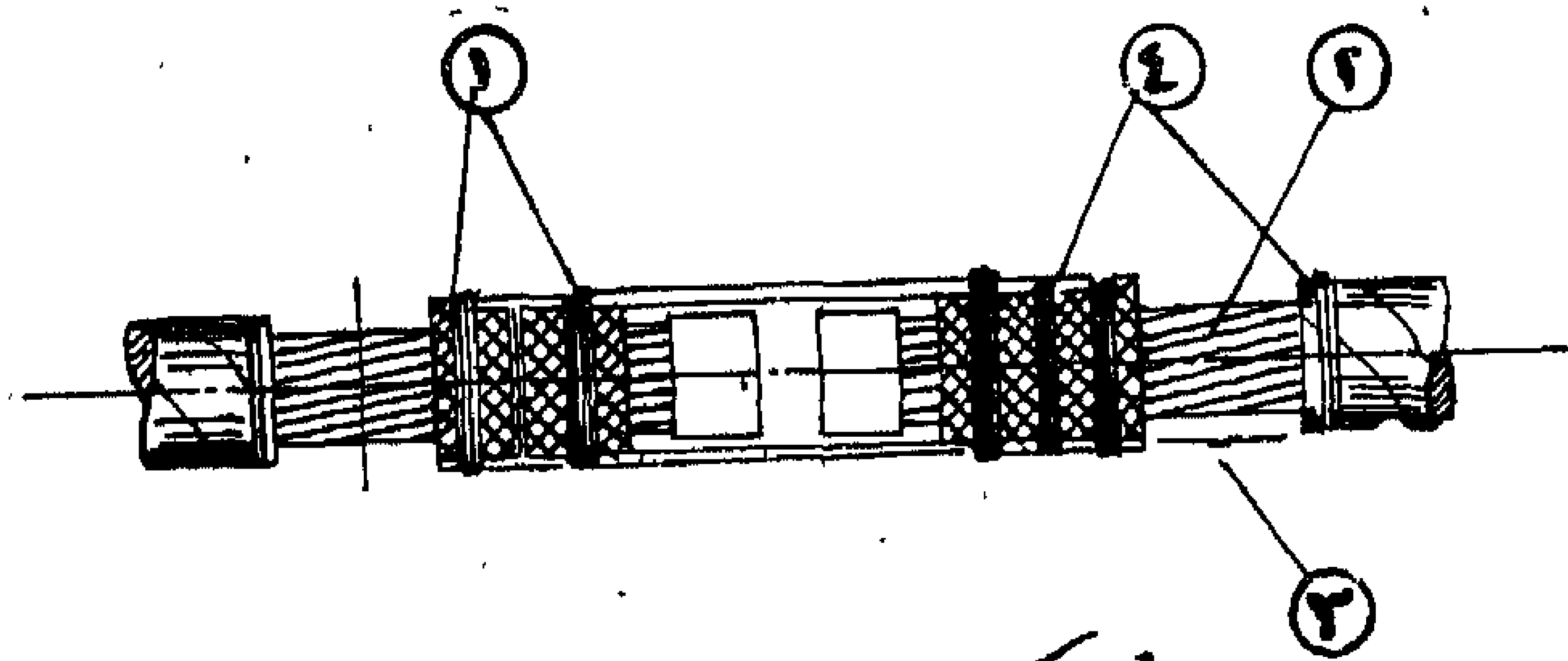
١١ — يكشط الجانخ المتكون على فتحة الدليل العليا بواسطة طرف شوكة التقليب مع العناية بعدم دفع الجانخ إلى داخل جلبة اللحام .

١٢ — يرفع اللهب .. ويترك الموصل ليبرد فى الجو العادى .. حتى تنخفض درجة حرارته ، ويمكن الإستعانة بحوض من الشمع للاسراع بعملية التبريد .

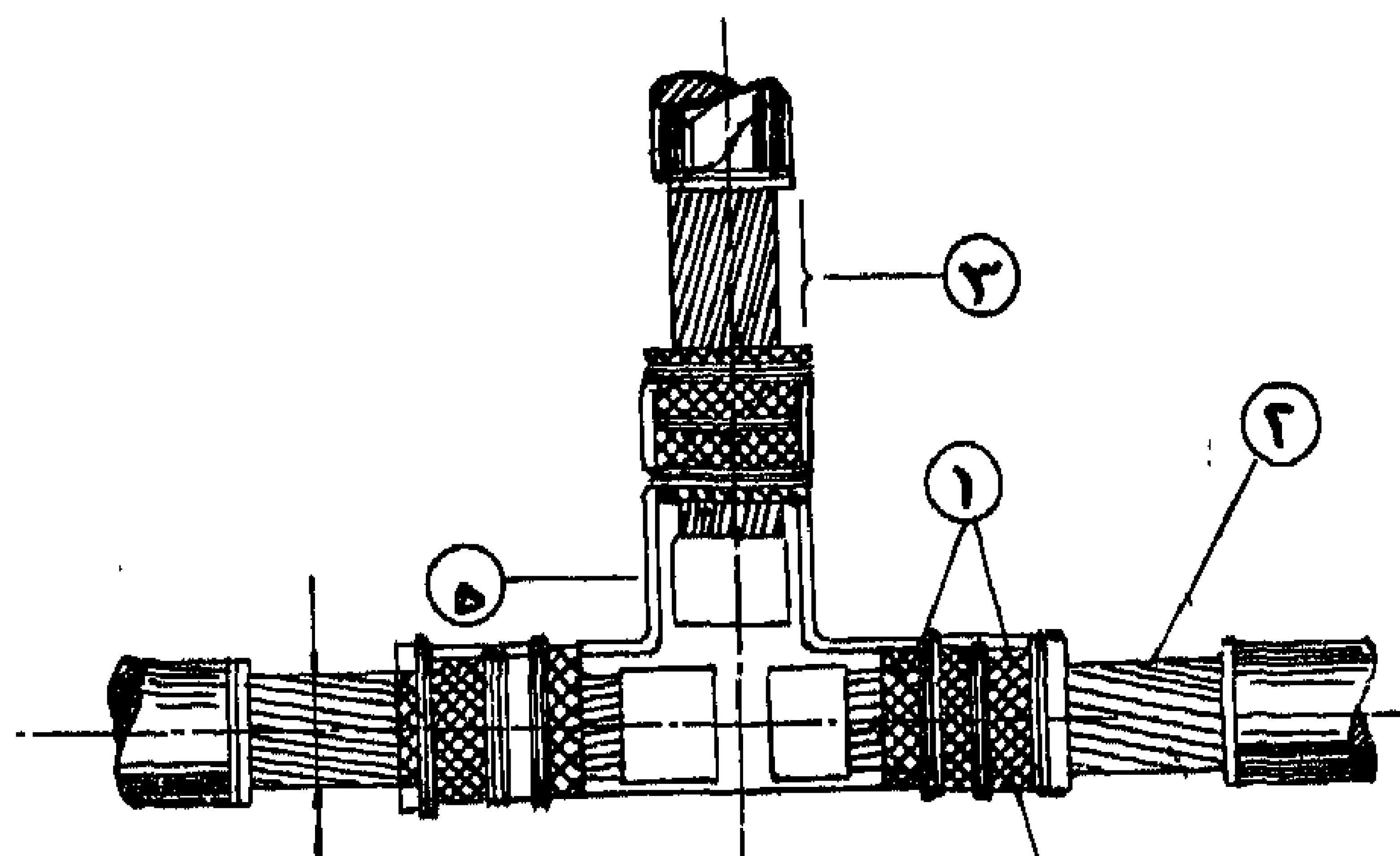
١٣ — ترفع بنسات التبريد .. وتنزع جلبة اللحام .

١٤ — تقطع زوائد اللحام .. ويسوى شكل الموصل بمبرد .

ويراعى الحرص حتى لا تتكون على سطح منطقة اللحام فجوات أو



شكل ٧



شكل ٨

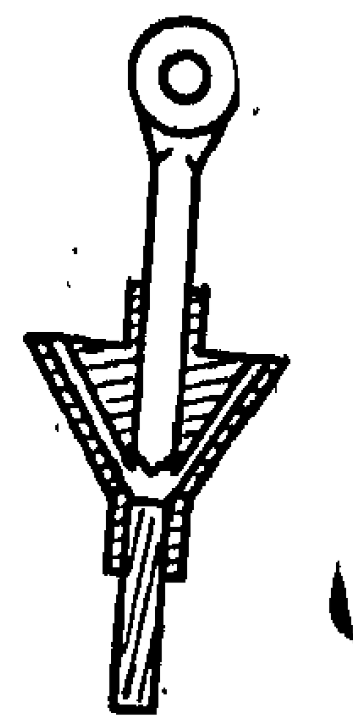
شقوق غائرة .. كما يجب الحرص فى تسوية أطراف اللحام بحيث لا تتكون زوايا حادة بين منطقة اللحام والموصل الأصلى تفادياً لما تسببه من تركيز للجهد ولا سيما فى الكابلات ذات الضغط العالى .

ويمكن استخدام جلبة لحام ذات قطر مساو لقطر الموصل بدون الحاجة إلى استخدام حاجز أمينتى تحت الجلبة أو حولها ، وفى هذه الحالة يجب التأكد من تمام انصهار الأجزاء داخل الدليل ولا سيما فى الجزء الأسفل منه حتى لا تظل قطع من أسلاك الموصل فى هذه المنطقة دون انصهار .

لحام نهايات الربط « كوس » على لوحات التوزيع بطريقة اللحام باللهب :

* تعتبر طريقة اللحام باللهب أفضل الطرق لعمل اللحامات لنهايات الربط (كوس) على لوحات التوزيع أو المفاتيح إذ يمكن توجيه اللهب بسهولة فى وضع رأسى لعمل اللحامات بالقرب من المفاتيح أو داخل الكباين بعد اختيار الجلبة المناسبة ، وتنقسم أنواع هذه النهايات إلى نوعين .

١ - نهايات متصلة بجزء مصمت من الألمونيوم :

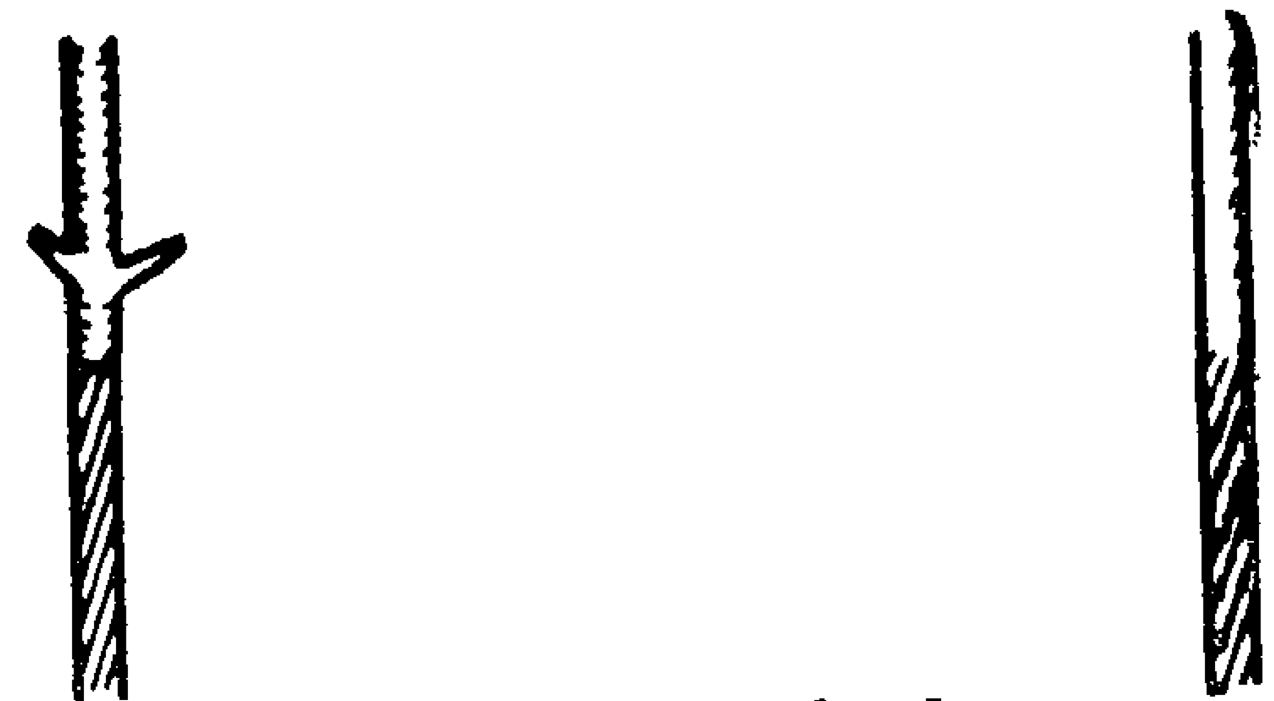


شكل ٩

وهى عبارة عن نهاية مستديرة متصلة بموصل مصمت ينتهى بشكل مخروطى (شكل ٩) ويراد لحامه بموصل مصمت أو مجدول .

ولا تختلف طريقة اللحام عن الطريقة العادية فى أى شىء سوى فى تغير شكل جلبة اللحام لتلائم الغرض . وهى تتكون من جلبة ذات ثلاثة فتحات (شكل ٤) يمر طرف الموصل فى الفتحة الوسطى بحيث ينتهيان أمام الفتحتين الأخرتين وتجرى العملية السابقة مع إضافة قطع الألمونيوم من أحد الفتحتين الجانبيتين وترك الأخرى ليتسرب منها المعدن الزائد عن الحاجة بعد انصهاره ، ثم تبرد وتقطع الزوائد من كلا الجهتين وتسوى بمبرد (شكل ١٠) .

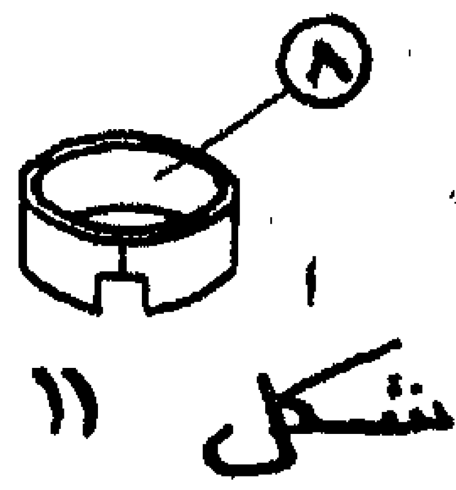
— نهيات ربط منتهية بجزء أسطوانى :



شكل ١٠

وهذا النوع هو الشائع الاستعمال والمعروف باسم « كوسات »

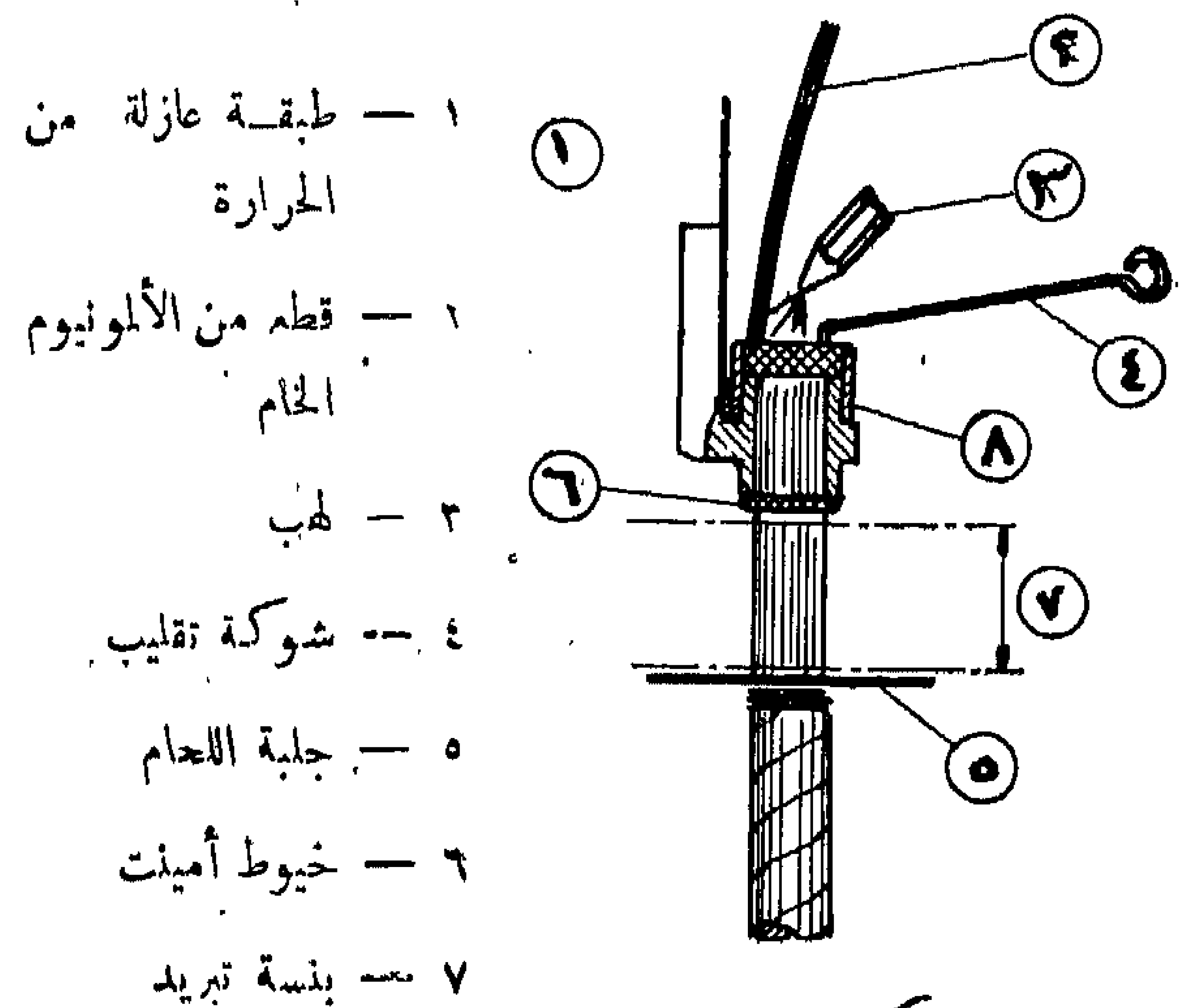
ويمكن لحامه على موصلات الألمونيوم بنفس الطريقة السابقة بعد بعد تغيير بسيط لنوع الجلبة المستخدمة .



شكل ١١

إذ تستخدم لهذا النوع جلبة مستديرة ذات قطر مساو القطر نهاية الربط الخارجى (شكل ١١) وتوضع حوله بحيث ارتفع بمقدار من ٥ — ٨ مم فوق سطح نهاية الربط المطلوب تركيبها (شكل ١١) ثم تلف طبقة من عازل حرارى حول النهاية ثم يبدأ فى التسخين حتى تبدأ نهاية الموصل فى الانصهار فتضاف قطع الالمونيوم ويستمر التسخين مع التقليب حتى تمتلىء الجلبة بالالمونيوم المنصهر .. ثم تبرد وترفع بنسة التبريد والجلبة وتسوى الزوائد .

ويراعى اختيار النهايات المستخدمة فى لحام كابلات الألمونيوم أكبر من مثيلاتها المصنوعة من النحاس نظراً لانخفاض درجة انصهار الألمونيوم عن النحاس وارتفاع مقاومته الكهربائية .



١ — طبقة عازلة من الحرارة
١ — قطع من الألمونيوم الخام
٣ — لهب
٤ — شوكة تقليب
٥ — جلبة اللحام
٦ — خيوط أمينت
٧ — بنسة تبريد

شكل ١٢

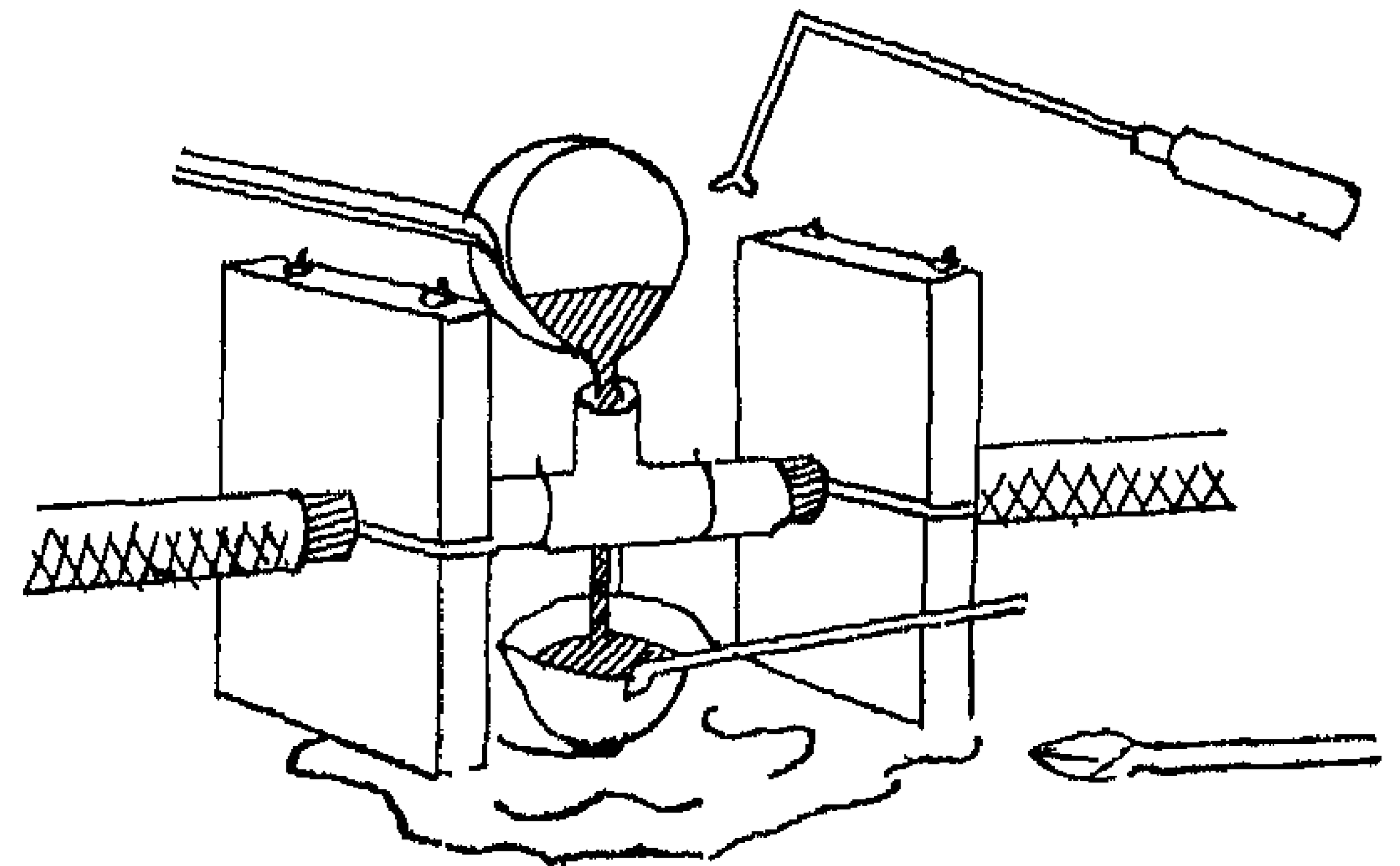
الطريقة الثانية ، اللحام بواسطة اللهب :

تتلخص هذه الطريقة فى عمل لحام بصب كمية من فلز الألمونيوم المنصهر لتملأ فراغاً بين أطراف الموصلات داخل جلبة اللحام (شكل ١٣) وتتميز بأنها لا تستغرق وقتاً طويلا مما يجعل تأثير الحرارة على عزل الموصل أقل خطورة .

ويتم صهر الفلز فى بوتقة منفصلة وبكميات تكفى عدة لحامات . ثم يصب فى جلبة اللحام وتساعد درجة الحرارة المرتفعة للألمونيوم المنصهر « ٩٠٠°م » تقريباً على كسر أو تحلل طبقة الأكسيد ودفعها خارج منطقة اللحام من الثقب الموجود أسفل جلبة اللحام (أى فى الاتجاه المقابل لاتجاه الصب) وبذلك يتسرب منه المعدن الزائد وتستمر عملية الصب هذه عدة مرات ويجمع الألمونيوم المتسرب لإعادة صهره . وهكذا إلى أن ترتفع درجة حرارة أطراف الموصلات داخل جلبة اللحام ويتم التخلص من طبقة الأكسيد .

وعند بدء انصهار أطراف الموصل وتمازجها مع الألمونيوم المصبوب يسد الثقب الموجود فى أسفل الجلبة ويترك الألمونيوم ليبرد .

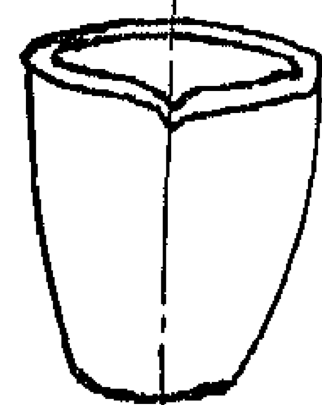
ولا تختلف طريقة اللحام بالصب عن الطريقة السابقة إلا فى المعدات اللازمة لصهر المعدن واختلاف تصميم جلبة اللحام .



شكل ١٣

المعدات اللازمة لإجراء عملية اللحام :

١ — بودقتان من الجرافيت ويفضل أن تكون أحدهما أكبر من الأخرى ، وتستعمل الكبرى لصهر المعدن بالفرن وتعمل الأخرى لاستقبال المعدن المتسرب أثناء عملية الصب ، ويمكن استبدال الأخيرة بملعقة كبيرة من المعدن على أن ترفع درجة حرارتها قبل استعمالها .



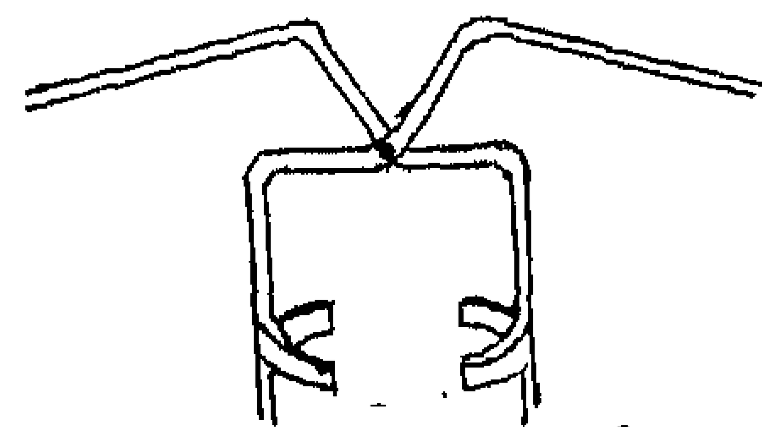
شكل ١٤

٢ — فرن مبطن بالطوب الحرارى :

يتكون الفرن من اسطوانة من الصلب مبطنة بالطوب الحرارى وبوسطها فراغ توضع فيه البودقة وتحاط من جميع الجهات بالفحم على أن يجهز الفرن بمروحة لعمل تيار من الهواء يساعد على إشعال الفحم .

٣ — ماسك وملقاط لرفع البودقة من الفرن (شكل ١٥) .

٤ — جلب اللحام :

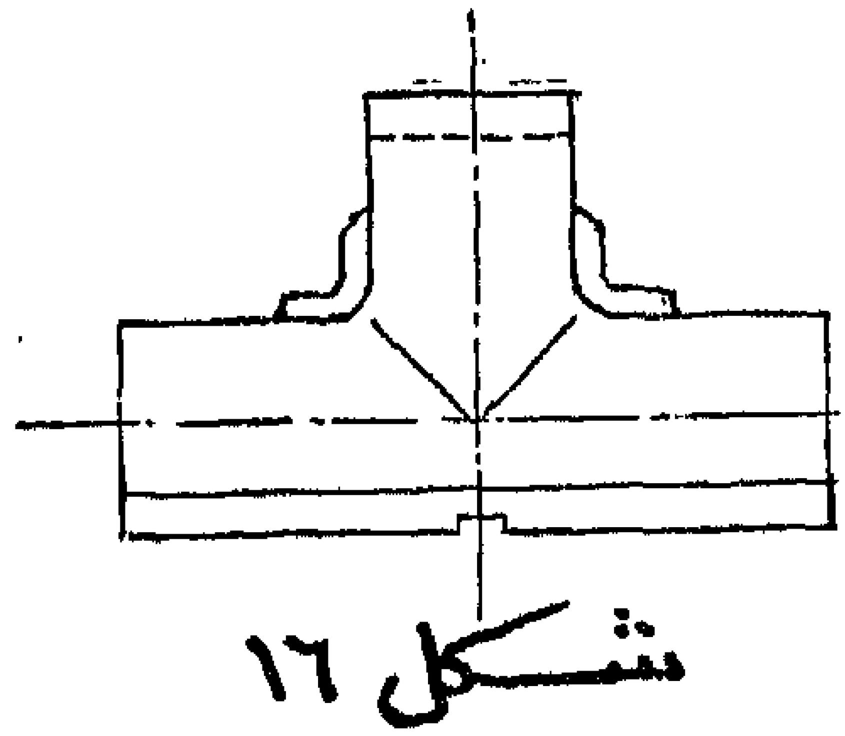


شكل ١٥

لا تختلف هذه الجلب عن سابقتها فى شيء سوى فى تصميمها بما يلائم عملية الصب .. إذ تتكون من قمع لصب المعدن وفتحة صغيرة مقابلة له (شكل ١٦) . ويبين الجدول رقم ١ أبعاد الجلب المستخدمة لمقاسات الموصلات المختلفة لهذه الطريقة أيضاً .

٥ — صهر الألومنيوم :

توضع قطع من فضلات الألومنيوم الخام بعد تنظيفها فى البودقة داخل الفرن .. وتحاط بفحم الكوك وتشعل حتى يصبح المعدن فى درجة الحرارة المناسبة لإجراء عملية اللحام ، وتقدر بحوالى ٩٠٠°م ويدل اللون الأحمر الفاتح للألومنيوم المنصهر على درجة الحرارة المطلوبة .. كما يمكن التأكد من هذه الدرجة بوضع قطعة من الألومنيوم بطول ٢٥ مم وبقطر ٢ مم فى وسط المعدن المنصهر فإذا انصهرت خلال دقيقتين .. كان ذلك دليلا على أن درجة الحرارة مناسبة لإجراء عملية اللحام .



شكل ١٦

٦ — خيوط أمينت

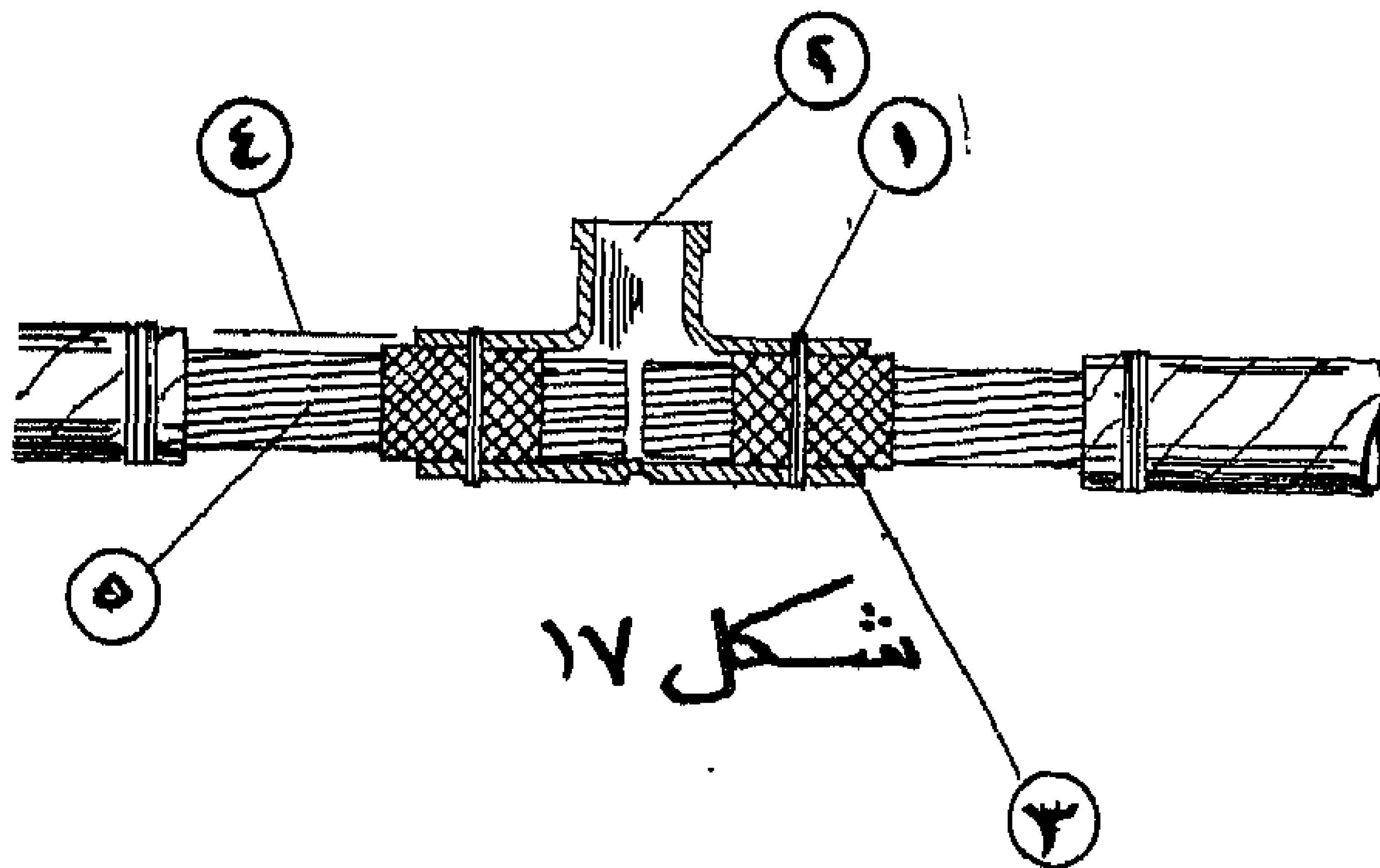
٧ — مبرد أو منشار لقطع زوائد اللحام

٨ — بودرة جرافيت

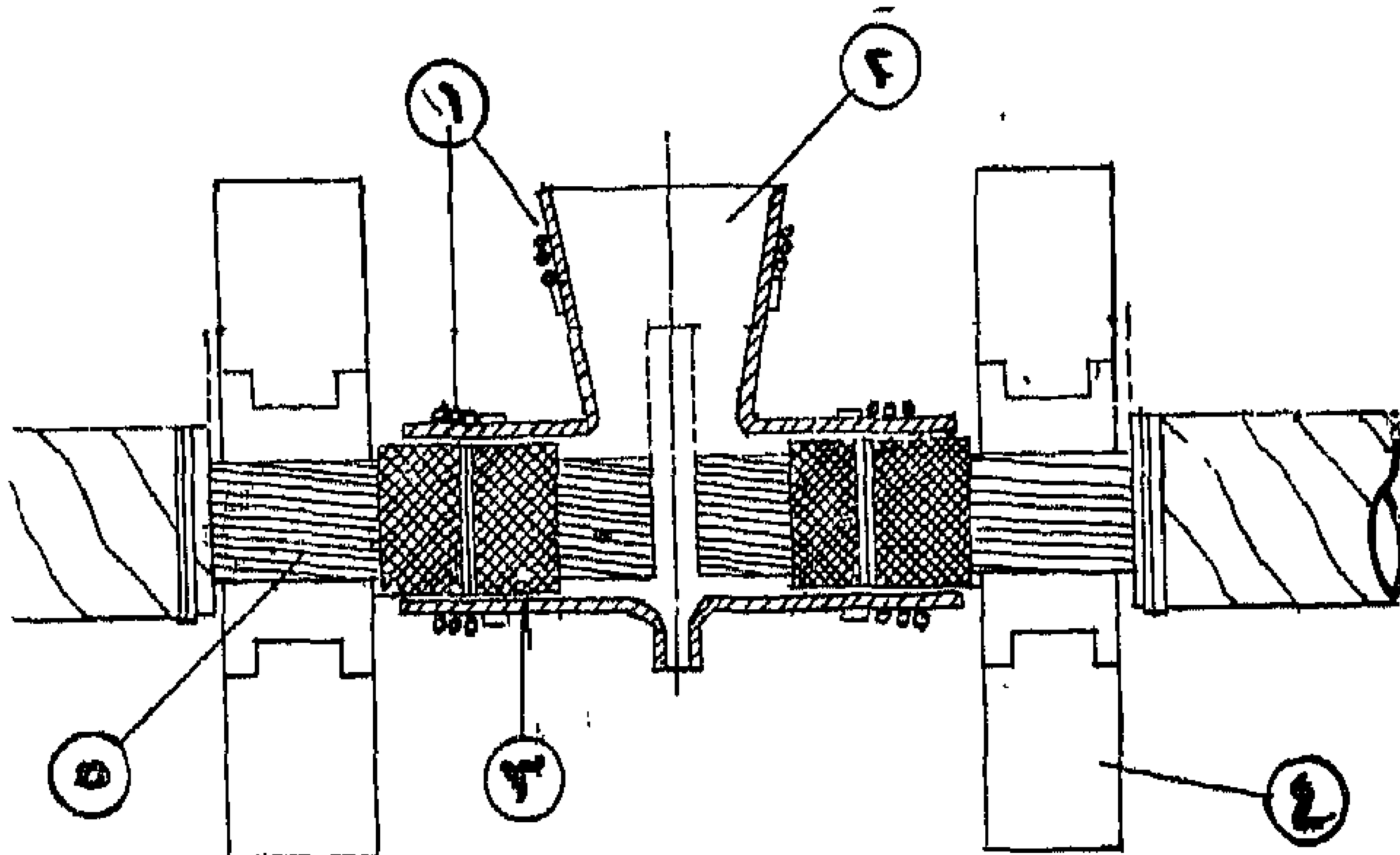
طريقة عمل لحام بالصب :

١ — تتبع نفس الخطوات فى الطريقة السابقة فيما يتعلق بإعداد الموصلات وتثبيت جلبة اللحام بعد تغطيتها بالجرافيت وتجفيفها (شكل ١٧ ، ١٨) .. مع مراعاة أنه يجب تسخين الجلبة بالنار بواسطة وابور لحام أو بوتاجاز أو أى لهب قبل عملية الصب حتى لا تتأكسد الكميات الأولى التى تلامس الجلبة عند بدء عملية الصب .

(١) سلك رفيع لربط جزئى جلبة اللحام .
(٢) المصب (قمع الصب) .
(٣) شريط أو خيوط أمينت لمنع تسرب المعدن .
(٤) بنسة التبريد . (٥) الموصل .

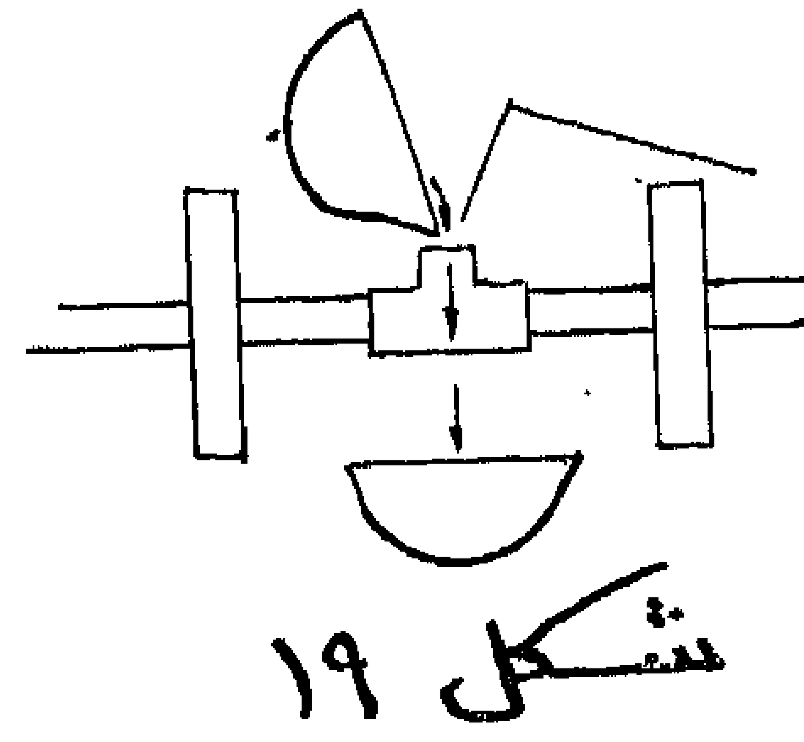


شكل ١٧



شكل ١٨

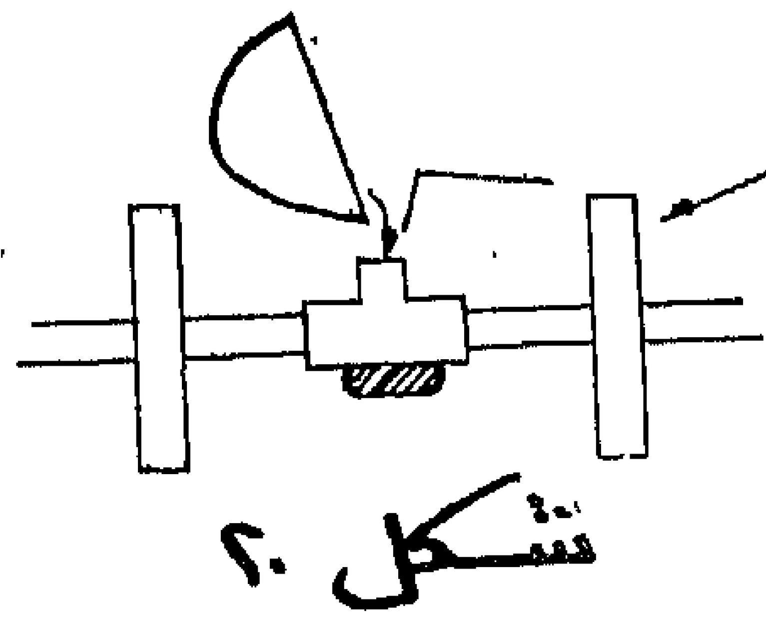
٢ — يصب الالمنيوم الساخن من الفتحة العليا لجلبة اللحام حتى ترتفع حرارة الوصلات وكذلك جلبة اللحام ذاتها ... ويستقبل الألومنيوم المتسرب من أسفل فى بودقة أخرى ويفضل عدم إعادة صبه مرة أخرى قبل إعادة صهره تفادياً لتخلف طبقة الأكسيد المتكونة عليه بعد صبه داخل منطقة اللحام (شكل ١٩)



شكل ١٩

٣ — تسد الفتحة السفلى بمجرد احمرار الوصلات داخل جلبة اللحام . أو عند ماتبدأ فى الإنصهار ... وتملأ جلبة اللحام حتى نهايتها وكذلك قمع الصب . (شكل ٢٠) .

٤ — ويترك اللحام ليبرد فى الجو الطبيعى حتى تنخفض درجة الحرارة فيمكن غمسه فى حوض من الشمع للاسراع فى عملية التبريد .



شكل ٢٠

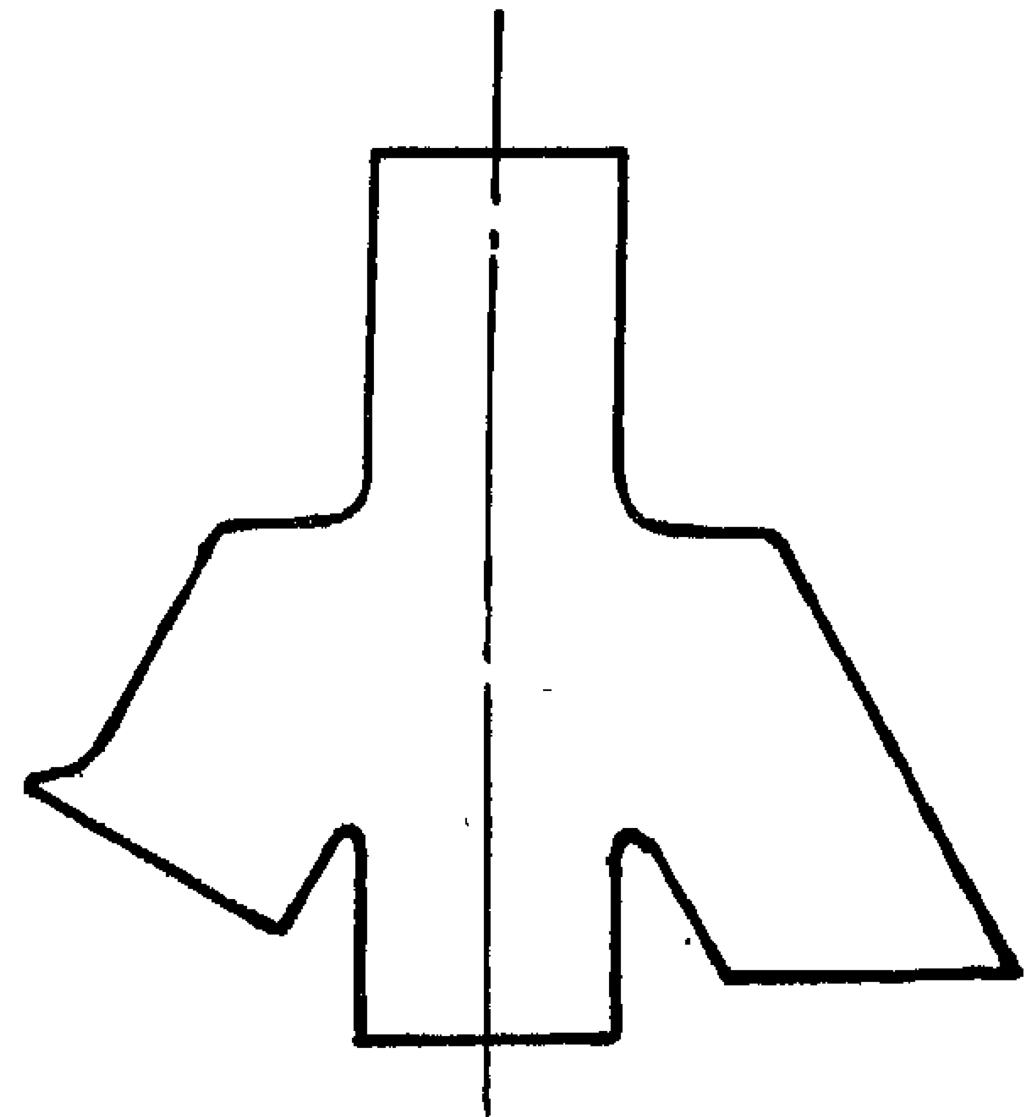
٥ — ترفع بنسات التبريد .. وينزع الدليل (شكل ٢١) .

شكل ٢١

٦ — تقطع الزوائد ويسوى الموصل بحيث يكون نظيفاً متجانساً وناعماً ويراعى أن تكون نهايات اللحام مسلوبة فى اتجاه الموصل ولا سيما فى حالات لحام كابلات الضغط المرتفع حتى لا تؤدى الزوايا الحادة إلى تركيز أعلى للجهد يؤثر على سلامة الدائرة ومكوناتها .

لحام نهايات الربط بطريقة الصب :

لاتختلف الطريقة فى هذه الحالة عن طريقة اللحام باللهب سوى فى اختلاف شكل جلبة اللحام لتلائم عملية الصب . فتستخدم جلبة ذات ثلاثة فتحات يمر جزئى الموصل من أوسطها ويلتقيان فى مستوى الفتحتين الآخرتين . ثم يصب المعدن من أحدهما وتترك الفتحة الأخرى ليبقى فيها المعدن الزائد عن اللحام ثم تبرد . وتقطع الزوائد كالمعتاد (شكل ٢٢) .



الطريقة الثالثة — اللحام باستخدام سبيكة من القصدير والزنك

تستخدم فى هذه الطريقة معادن إضافية ليس أساسها الألومنيوم كالمتبع فى الطريقتين السالفتين ودرجة انصهارها تقل بكثير عن درجة انصهار الألومنيوم مما يستلزم ضرورة استخدام بودرة لحام لإزالة طبقة الأكسيد المتكونة على سطح المعدن .

وتتكون سبيكة اللحام من القصدير والزنك بنسبة ٧٠ : ٣٠ ٪ على الترتيب ، وتتوقف جودة اللحام وكفاءته للتوصيل الكهربائى على الطريقة التى صنعت بها سبيكة اللحام .. ودرجة حرارتها عند الاستخدام إذ تؤثر على التركيب الكيمائى لبودرة اللحام إما بالتحلل أو التفحيم عند ارتفاع درجة حرارة السبيكة عن ٣٥٠°م .

وتتميز هذه الطريقة بقلة كمية الحرارة المؤثرة على الموصل عند عملية اللحام مما يجعل تأثيرها على سلامة العزل أقل تأثيراً من الطريقتين السالفتين .. إلا أنها تستغرق وقتاً أطول وتطلب دقة ومهارة من العامل حتى يمكن تنفيذ تسلسل العملية فى الوقت المناسب كما يجب الحرص فى إزالة الآثار المتبقية من بودرة اللحام منعاً لما تسببه من صدأ وتآكل بوجودها على الموصل .

المعدات اللازمة لإجراء عملية اللحام :

١ — سبيكة من القصدير والزنك :

يوضع القصدير فى إناء نظيف أو بودقة من الجرافيت وترفع درجة حرارته حتى تنصهر تماما .. ثم تضاف نسبة الزنك ويستمر فى التسخين حتى درجة ٣٥٠°م والاحتفاظ بالسبيكة عند هذه الدرجة دون تغير وهى الدرجة المناسبة لعملية اللحام .. ويمكن اختبارها بواسطة ترمومتر حرارى .

٢ — عدد ٢ ملعقة كبيرة من المعدن أو الجرافيت .

٣ جلبة من النحاس المقصدر الرقيقة بطول ٥ — ٦ سم .

٤ — ترمومتر (٥٠٠°م) .

٥ — فرن لصهر السبيكة .

٦ — بنسات تبريد .

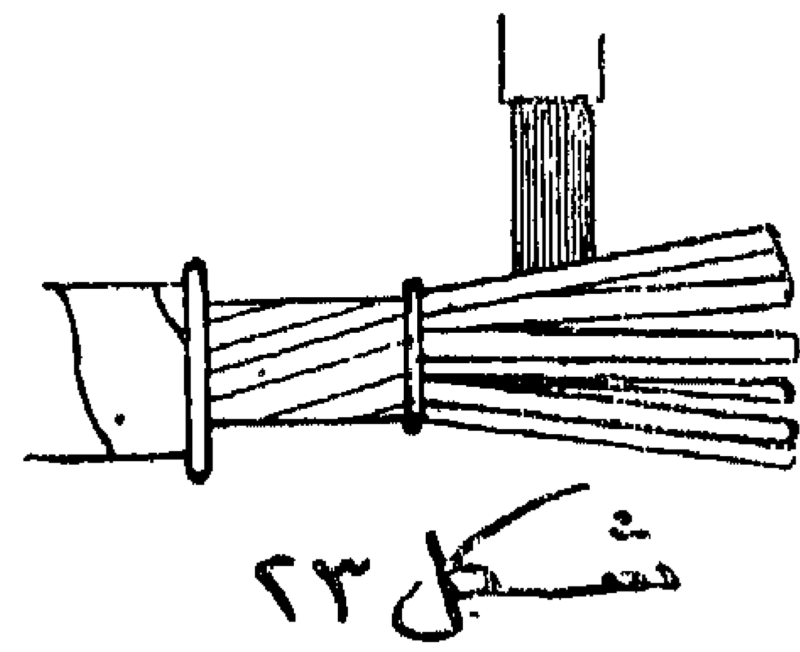
٧ — خيط أمينت .

طريقة عمل اللحام :

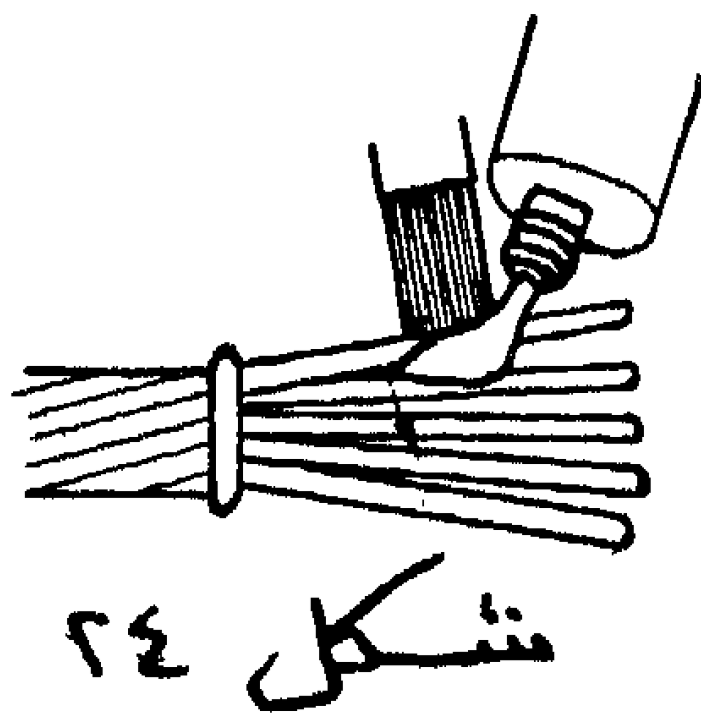
١ — يرفع العزل لمسافة ٦سم من طرفى الموصل . ويثبت نهايات العزل بخيط ويحاط بشريط عازل للحرارة .

٢ — ينظف الموصل من آثار الدهون وزيت الحقن بمسحه بقطعة من القماش النظيف المغموس بمادة مذيبة كالبنزين .

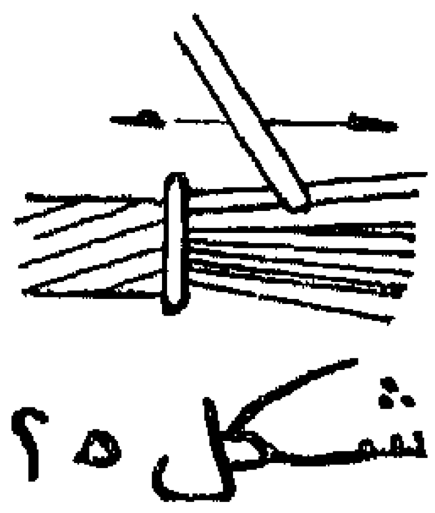
٣ — تمرر فرشة من السلك على الموصل لكسر طبقة الأكسيد (شكل ٢٣) .



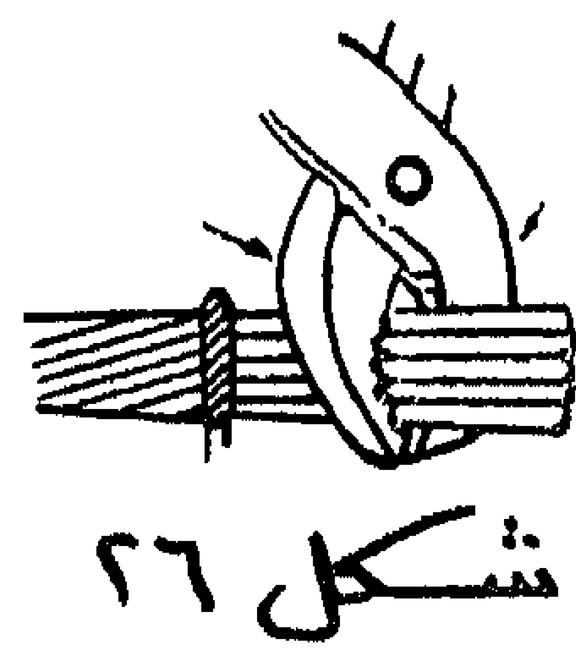
شكل ٢٣



شكل ٢٤



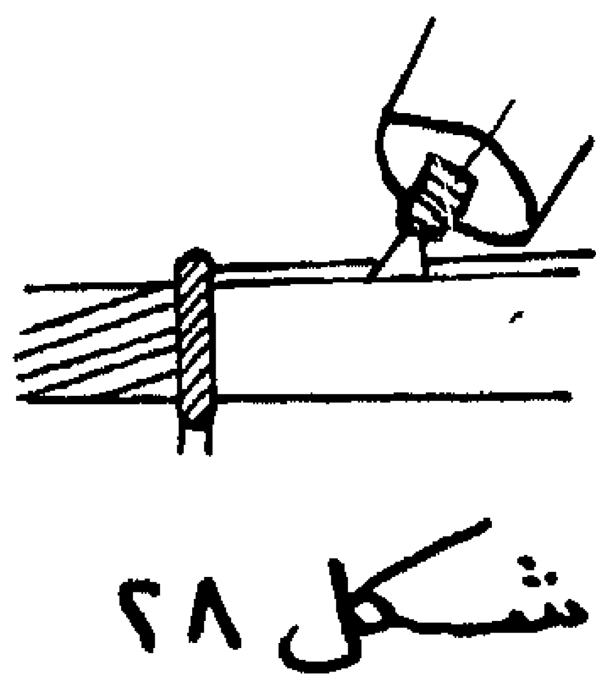
شكل ٢٥



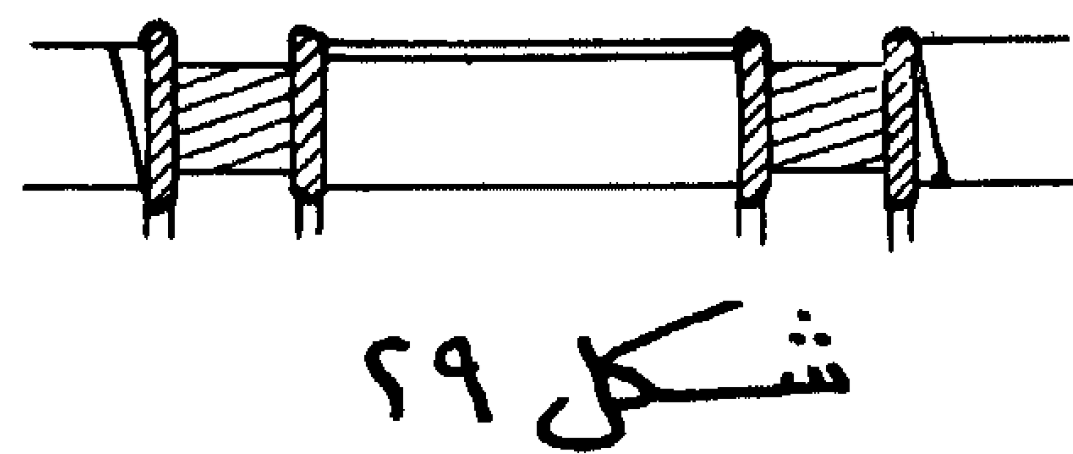
شكل ٢٦



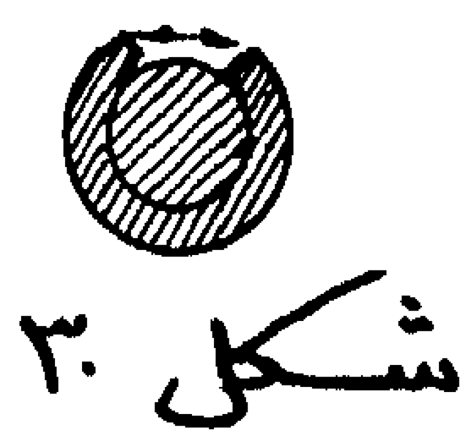
شكل ٢٧



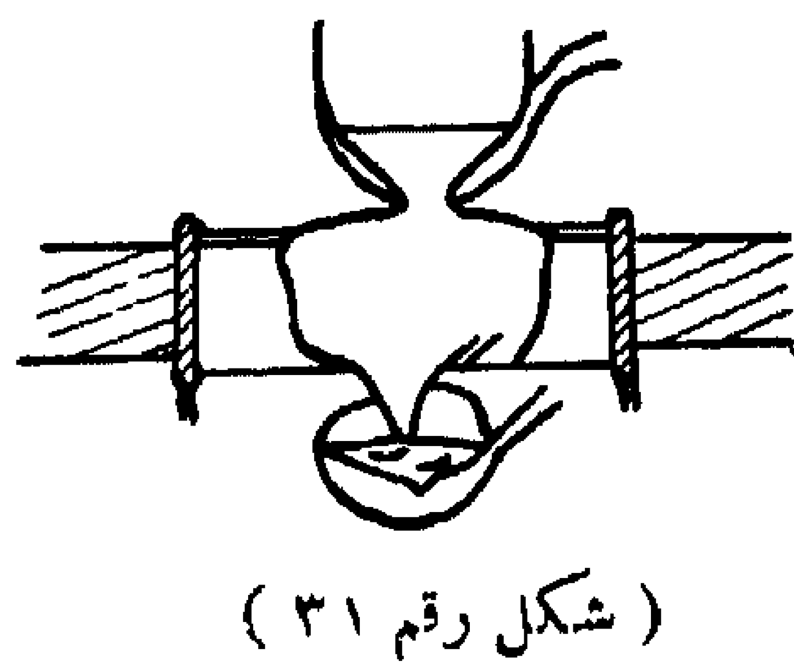
شكل ٢٨



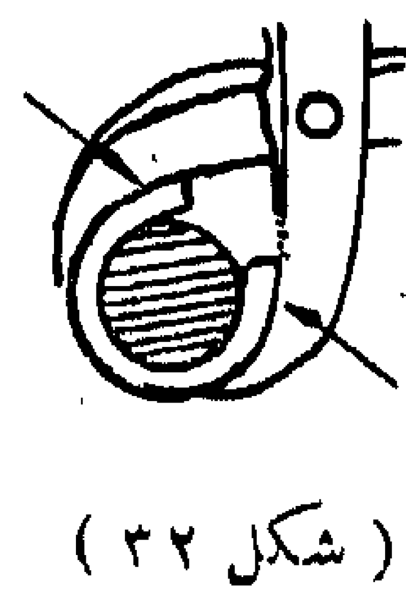
شكل ٢٩



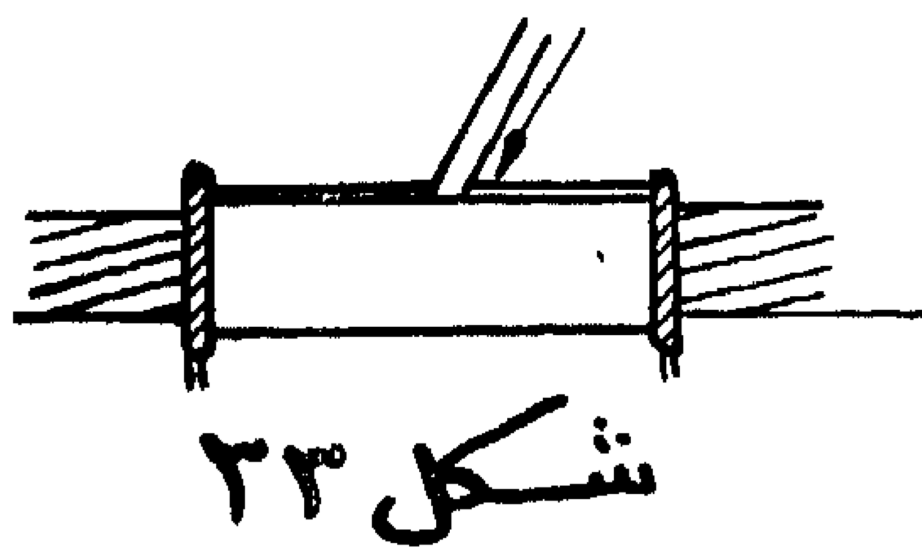
شكل ٣٠



(شكل رقم ٣١)



(شكل ٣٢)



شكل ٣٣

٤ - توضع كمية من محلول بودرة اللحام مع استمرار إمرار فرشة السلك على الموصل (شكل ٢٤) .

٥ — تخلخل أسلاك الموصل بحيث تسمح بتسرب المادة المذيبة وبودرة اللحام إلى الأسلاك الداخلية من الموصل (شـكل ٢٥) ثم تجمع حتى لا يتغير الشـكل الدائرى للموصل (شـكل ٢٦) ويثبت الموصلان بحيث يترك بينهما مسافة من ٣ — ٤ مم .

٦ — ترفع درجة حرارة الموصل بصب كمية من سبيكة اللحام المنصهر فى درجة ٣٥٠°م على الموصل ويستقبل المعدن الزائد من السبيكة بعد الصب فى ملعقة أخرى أسفل منطقة اللحام (شكل ٢٧) .

٧ — يستمر فى صب السبيكة من ملعقة أخرى فوق الموصلات حتى تبدأ أسلاك الموصل فى اكتساب لون القصدير الأبيض اللامع مع التأكد من تكون هذه الطبقة أيضاً على الجزء الأسفل من الموصل ويمكن إضافة كمية من بودرة اللحام أثناء عملية الصب (شكل ٢٨) .

٨ — تغمس قطعة النحاس المقصدر فى حوض السبيكة الساخن حتى ترتفع درجة حرارتها وتوضع حول الموصل بحيث يتوسطها الفراغ بين طرفى الموصلات وتثبت حول الموصل مع ترك مسافة ٥ — ٦ مم بين طرفيها أعلى الموصل (٢٩ ، ٣٠) .

٩ — يكرر صب السبيكة من ملعقة إلى أخرى فوق الفتحة على الجلبة حتى تملأ وتتسرب السبيكة بين أسلاك الموصل (شـكل ٣١) .

١٠ — يحكم تثبيت الجلبة النحاس حول الموصل (شكل ٣٢)

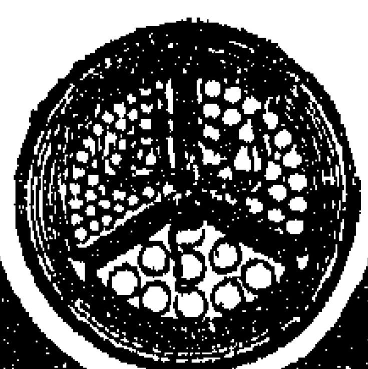
١١ — تستمر عملية الصب حتى تملأ الفتحة العليا للجلبة .. فتزال الـكمية الزائدة من على الموصل وتسوى أطرافه بواسطة قطعة من الورق المغموس فى الشمع (شـكل ٣٣) .

١٢ — تمر قطعة قماش مبللة بماء ساخن فوق منطقة اللحام وحولها لإزالة رواسب بودرة اللحام .

كلمة أخيرة

هذه هى الطرق الأساسية للحام الموصلات الألومنيوم .. ونظراً للإختلاف هذه الطرق إختلافاً تاماً عن الطرق المستخدمة فى لحام الموصلات النحاس فإنه من الضرورى أن يستمر اللحامين على هذه الطرق الجديدة عدة مرات حتى يجيدوا عمل هذه اللحامات بطريقة فنية صحيحة تضمن إستخدام هذه الموصلات بكفاءة عالية .

والشركة خدمة لعملائها على إستعداد لتمرين أى عدد من اللحامين محلياً على أداء هذه اللحامات بالطريقة الفنية الصحيحة لضمان قيامهم بعملهم فى الطبيعة على أكمل وجه



هيئة قناة السويس

المؤسسة المصرية العامة للنقل البحري



يعتبر مرفق النقل البحرى من أهم المرافق الحيوية فى الدولة . لذلك أولت الدولة رعاية خاصة ، فبدأت بتكوين إتحاد لشركات الملاحة الوطنية يكون له أسبقية نقل البضائع التى تتعاقد عليها الحكومة .

وفى عام ١٩٥٧ أنشئت اللجنة العامة لشئون النقل البحرى وكان اختصاصها تنسيق وتوزيع العمل بين الشركات الملاحية الوطنية ونقل البضائع الحكومية .

وفى عام ١٩٥٨ صدر قرار بانشاء الهيئة العامة لشئون النقل البحرى لتحل محل اللجنة فى اختصاصاتها السابقة على صورة أوسع ، كما أنيط بها اختصاص تخطيطى يهدف إلى رسم سياسة عامة لمرفق النقل البحرى ودعم الملاحة البحرية والنقل البحرى بكافة الوسائل . إلى أن أنشئت المؤسسة المصرية العامة للنقل البحرى فى عام ١٩٦١ وأصبحت هى الجهة المختصة بالإشراف على قطاع النقل البحرى والمسئولة عن تنظيم العمل والإنتاج فى هذا القطاع بما يضمن النهوض بجميع مرافقه ويحقق الهدف الكبير فى تدعيم اقتصاديات الوطن وزيادة الدخل القومى .

وفى إطار التنظيم الذى حددته الدولة تقوم المؤسسة بكل أعمال إنشاء الشركات وتنظيم مختلف أوجه النشاط فى قطاع النقل البحرى والإشراف على هذه الشركات وتوجيه جهودها بما يتفق والسياسة الاقتصادية للدولة .

وفى مجالات التوسع والتجديد استطاعت المؤسسة أن تساير التقدم العلمى فى أرقى الدول فحرصت على زيادة قطع الأسطول التجارى وناقلات البترول واستخدمت أحدث الوسائل فى عمليات الشحن والتفريغ وإصلاح السفن .

وفى مقارنة سريعة نحتكم فيها إلى الأرقام نقول إنه كانت فى مصر قبل الثورة ثلاث شركات بحرية تمتلك ١٩ سفينة حمولتها ٩٥٥٥٦ طناً من البضائع و٧٣٧٢ راكباً وناقلة بترول واحدة حمولتها ١٩٦٠٠ طناً .

وقد قامت المؤسسة بمجهودات جبارة لتدعيم الأسطول التجارى الوطنى فأصبحت تمتلك ثمان وثلاثين سفينة بحرية بين سفن بضائع وركاب وناقلات بترول مجموع حمولتها ٢٢٤ ألف طن و ٨٠٠٠ راكب .

ولأهمية مرفق النقل البحرى فى الدولة ورغبة من المؤسسة فى تجميع أنشطة هذا المرفق المختلفة ولرفع مستواه ومستوى العاملين فيه ولضمان أحكام الرقابة والإشراف عليه قامت المؤسسة بالمساهمة فى ٥٠٪ من رأسمال غالبية الشركات والمنشآت الملاحية ومنشآت الشحن والتفريغ وإصلاح السفن .

ولقد قامت المؤسسة بوضع خطة ثابتة بعيدة المدى للنهوض بمرفق النقل البحرى فى نطاق الحدود التى رسمتها له الدولة .

وتقوم الترسانات البحرية فى الجمهورية العربية المتحدة حالياً ببناء سفن للأسطول التجارى العربى حمولة الواحدة منها ٣٠٠٠ طن وسوف تزاد الحمولة فى مدى الخمس السنوات القادمة حتى تصل إلى ١٢,٠٠٠ طن للسفينة .

وفى مجال التوكيلات الملاحية فإن المؤسسة قد ضمتها فى شركتين تحت التأسيس هما شركة الاسكندرية للتوكيلات الملاحية وشركة القناة للتوكيلات الملاحية ، وبذلك أحكمت رقابة الشعب عليها وفتحت الأبواب أمام الشباب فى الجمهورية لاكتساب الخبرات فى هذا المجال الحيوى .

ضحك كبير الخبراء الأجانب الذين استقدمتهم القاهرة للاسهام فى حل مشاكل المواصلات وهو يقول ... فى عالم الجريمة يقولون ... فتش عن المرأة ...

كذلك فى عالم المواصلات .. فتش عن الصيانة .. ثم رفع يده كأنه يعد .. الصيانة أولا .. والصيانة ثانياً . . والصيانة ثالثاً إنها السر . . وراء كل سيارة يطول عمرها . . والعمر الطويل . . معناه مزيداً من الرخاء والرفاهية والقوة . . ومن أجل الصيانة . . والصيانة الصعبة بالذات . . وتشمل العمرات العمومية والإصلاحات الجسيمة . . وأيضاً من أجل أن تتفرغ شركات النقل نسبياً لإسهامها فى خدمة الاقتصاد والمواطنين بعيداً عن عقبات الإصلاحات الجسيمة وقطع الغيار .

أنشأت الدولة شركة جديدة تتحمل أعباء المرحلة الجديدة فى شئون النقل . . الشركة فى عمر الزهور . . ولكن نشاطها يشمل كل مجالات النقل الداخلى . . هى شركة النيل العامة لإصلاح السيارات . . ومن أهم الميادين التى تخوضها لتكسب لنا معركة النقل ..

* استلام السيارات والمقطورات التى يتم التعاقد عليها وتجهيزها بالأجسام قبل الصرف للشركات.

* إجراء العمرات العمومية لوحدات النقل ومجموعاتها الرئيسية والمستخدمة بمؤسستى النقل الداخلى والنقل البرى .

* إجراء الإصلاحات التى تزيد عن طاقة وإمكانيات الإصلاح للسيارات بالشركات .

* استغلال فائض الإمكانيات البشرية والآلية لإنتاج بعض أصناف تتطلبها حاجة الإصلاح .

* سد كافة احتياجات الإصلاح من المجموعات وقطع الغيار والخامات وباقى مستلزمات الصيانة والإصلاح لاعداد وحدات النقل المستخدمة بالشركة مع اعتبار مخازن شركة إصلاح السيارات مخازن رئيسية لشركات نقل الركاب والبضائع .

* تحديد الإطارات الخارجية بغرض إعادة استخدامها بعد التجديد .

* استقبال كافة السيارات المخردة .. وباقى مخلفات الإصلاح والتخلص منها بالبيع بالطرق المخزنية المقررة بعد استغلال أى أجزاء صالحة منها .

وبالرغم من أن عمر الشركة فى عمر الزهور فقد قامت الشركة بنشاط تجارى ملحوظ لتدارك كافة احتياجات الإصلاح لأسطول النقل بمؤسستى النقل الداخلى والبرى وقد بلغت جملة التعاقدات خلال المدة من٢٩٥ر٢٦٥٨ر٢ جنيهاً منها عقود محلية بمبلغ ١٥٠ر٧٣٦ جنيهاً .. وعقود خارجية قيمتها ١٤٥ر١٩٢٢ر١ جنيه .. أما فى عالم الإصلاحات .. فقد بلغ ما أصلحته الشركة من سيارات خلال الستة شهور الأولى من هذا العام ٦٠٧ سيارات . وموجود تحت الإصلاح ٥٠ سيارة وبرغم ما تلاقيه الشركة من تباين أنواع السيارات . وعدم توفر قطع الغيار فإنها تبذل جهداً ضخما فى سبيل أن توفر لسيارات النقل كافة احتياجاتها . وإذا كنا قد حققنا انتصارات عالمية ضخمة فى المجال الخارجى .. فإن انتصاراتنا الداخلية لا تقل عظمة عنها .

وشركة النيل العامة لاصلاح السيارات دليل حى على ذلك .

شركة أطلس العامة للمقاولات

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة لمقاولات الإسكان والمباني العامة

الإدارة العامة : ٢٣ شارع قصر النيل بالقاهرة تليفون : ٥٩٢٥٧/٥٩٧٨٦/٥٣٠٩٢

مصانع النجارة والستائر المعدنية :

بشارع بور سعيد غمرة ت ٨٢٢٢٦٨ — ٨٢١٢٤٥ .

عشر سنوات من الخبرة فى تنفيذ جميع أعمال النجارة :

أبواب وشبابيك — ستائر معدنية — الأرضيات الخشبية — الأثاثات الخشبية — المفروشات .

هذه العمليات وغيرها قامت مصانع النجارة والستائر المعدنية بالشركة بتنفيذ أعمال النجارة بها .

مطار القاهرة الدولى الجديد — عمارة شركة التأمين الأهلية بميدان التحرير — عمارة شركة الشرق للتأمين بشارع ٢٦ يوليو — عمارة برج الثغر بالأسكندرية — معهد السينما بالهرم — المعهد العالى للموسيقى ومدرسة الباليه بالهرم — أثاثات فندق كاتاراكت الجديد بأسوان وفندق ونتر بالأس بالأقصر — فندق أطلس بالقاهرة — مستشفى أسوان العام — مساكن تهجير أهالى بلاد النوبة بكوم امبو — ٥٠٠ مسكن خشبى متنقل بحى زينهم بالقاهرة — إعداد صالة الاحتفالات الكبرى بجامعة القاهرة للمؤتمر الأفريقى الآسيوى عام ١٩٦٤ — صالة الاجتماعات الكبرى بالإتحاد الاشتراكى العربى بعابدين .

هذه العمليات وحدها بلغت قيمة النجارة بها ١٫٧٠٠٫٠٠٠ جنيه إنتاج المصنع الذى كانت قيمته عام ١٩٥٩ : ٣٥٫٠٠٠ جنيه بلغ فى نهاية عام ١٩٦٤ : ٨٥٠٫٠٠٠ جنيه .

خبرات متخصصة — أحدث الآلات العالمية والأساليب والطرق الصناعية الفنية — مكابس هيدروليكية ساخنة وباردة فى جميع المنتجات غراء السنتاتيك الكيماوى المقاوم للحرارة والرطوبة فى التركيبات الصناعية — استعمال الخشب الحبيبى بكفاءة عالية فى الأبواب والتجاليد والأثاثات والمساكن الخشبية — قدرة إنتاجية عالية كان لها أثرها فى خفض التكاليف وسرعة التنفيذ ودرجة الإتقان .

مصانع البلاط والرخام : بمسطرد ت ٨٧٥٧٦٢

أكبر وأحدث مصانع البلاط والرخام بالشرق — تطبق أحدث مواصفات قياسية وضعت بمعهد أبحاث البناء .

المنتجات : الرخام الطبيعى المحلى وارد محاجر الشركة والذى يفوق فى خواصه الرخام المستورد البلاط الرخامى والصناعى تقليد الرخام ، ترابيع ٤٠ سم × ٤٠ سم ، ٣٠ سم بسمك ٣ سم ، من شرائح من الرخام الطبيعى والمادة اللاحمة أسمنت أبيض وبودرة رخام ، يعطى رونقاً يفوق الرخام الطبيعى — البلاط الرخامى « نصر » والأصناف الأخرى المستحدثة مثل البلاط الموزايكو اللوكس والعادة والإستيل كريت والبازلتكريت والجرانيت .

مصنع الطوب : وراق العرب بامبابة ت ٨٠٨٣١٢

ينتج سنوياً من الطوب الأحمر ضرب السفرة ما لا يقل عن ١٢ مليون طوبة من الطمى الرسوبى — أحواض ترسيب — كراكات رافعة — أحدث الخلاطات الميكانيكية — يجرى عمل تجارب وأبحاث على نوع آخر من الطوب يشبه الطوب الأحمر فى خواصه من طمى غير رسوبى متوفر بكميات وفيرة بمناطق عديدة بالقاهرة .

المعارض :

معرض القاهرة بشارع عدلى تليفون ٩١٤٥٢٢ وبشارع عرابى تليفون ٥٠٦٨٩ .

معرض الأسكندرية بطريق الحرية تليفون ٤٩٤٧١ .

تعرض منتجات الشركة ومن بينهما :

بلاط رخامى — بلاط تقليد الرخام — بلاط موزايكو لوكس وعادة — أستيل كريت — بازلتكريت — بلاط جارنيت — الأثاثات المنزلية من الأخشاب والخشب الحبيبى من أجود الخامات بأسعار معتدلة وذوق رفيع توزيع جميع منتجات الخزف والصينى من قيشانى وأدوات صحية .

* * *

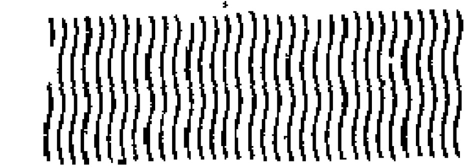
إنها معركة الإرادة والتطور والإيمان بالوطن والرائد البطل جمال عبد الناصر ، هى الثورة ومبادىء ميثاقها تدفع بالعاملين فى جميع المجالات قدما لتدرج جمهوريتنا فى علياء المجد وتعقد لها ألوية النصر فى نهضتنا المباركة .

إلى القائد المنتصر الذى غير مجرى التاريخ ...
إلى الثائر البطل الذى حوّل مجرى النيل ...
إلى زعيمنا المحبوب ... وقائدنا الملهم ... الرئيس



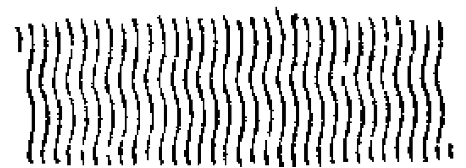
جمال عبد الناصر

نرفع أجمل التهانى .. وأطيب
التمنيات بمناسبة العيد الثالث عشر
لثورتنا الخالدة الظافرة
ثورة ٢٣ يوليو

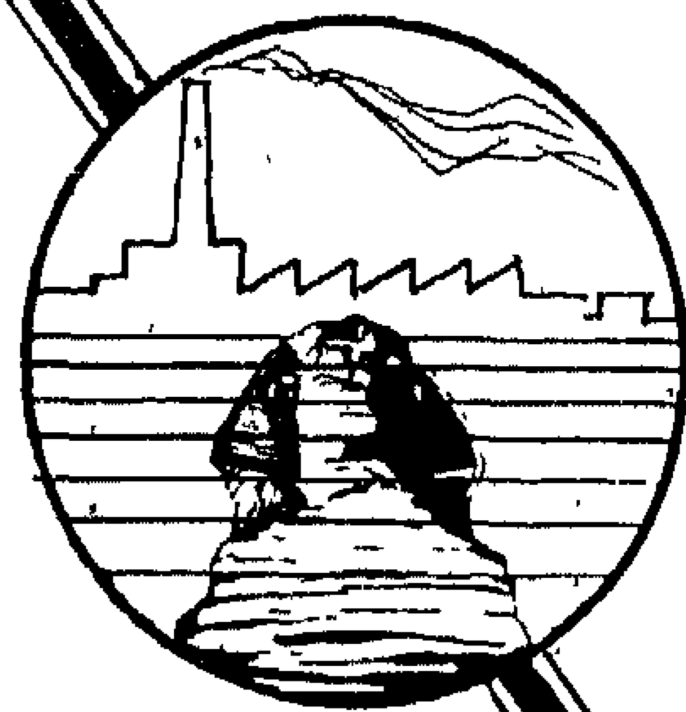


المقاولون العرب

« عثمان احمد عثمان وشركاه »



وينفذون
مشروعات الجمهورية الكبرى



- السد العالى ..
  معجزة العصر .. وصرح الرخاء
- خطوط كهرباء السد العالى
- ترسانة بورسعيد البحرية
- مطار القاهرة الدولى
- المدينة الرياضية بنى غازى - ليبيا
- سد المخيبة - الأردن

المقاولون العرب

« عثمان أحمد عثمان وشركاه »

يتولون إستصلاح ٣١٢ ألف فدان بمحافظات بورسعيد والإسماعيلية والشرقية

تم صباح ١٩٦٥/٨/١٧ توقيع عقد استصلاح وتعمير ٣١٢ ألف فدان بمنطقة سهل جنوب بور سعيد وصحراء الصالحية ، بين المؤسسة المصرية العامة لتعمير الأراضى ، وشركة المقاولون العرب (عثمان أحمد عثمان وشركاه) وقد وقع العقد عن مؤسسة تعمير الأراضى المهندس محمد عبد الرقيب رئيس مجلس إدارة المؤسسة ، وعن المقاولين العرب المهندس عثمان أحمد عثمان رئيس مجلس إدارة الشركة .. وسيتم تنفيذ المشروع خلال ٥ سنوات . . يبلغ تكاليفه ٩٩ مليون جنيه .. وقد صرح المهندس محمد عبد الرقيب بأن هذا المشروع هو أكبر مشروع استصلاح أراضى فى العالم وأنه (سد عال ثان) .. وأن إسناد تنفيذه إلى شركة عربية ، انتصار على الاحتكارات الأجنبية ، فقد كانت جميع المشروعات الكبرى تسند قبل الثورة إلى شركات أجنبية . . وقد صرح المهندس عثمان أحمد عثمان بأن كل عربى يفخر ويعتز بأن هذا المشروع تمت دراسته وتنظيمه وتقديم مواصفاته بواسطة مهندسين كلهم من العرب . . .

والهدف من هذا المشروع الجديد ، زيادة الرقعة الزراعية بمحافظات بور سعيد والاسماعيلية والشرقية ، خاصة بالنسبة للمحافظتين الأوليتين ، إذ أن مساحة الأراضى المنزرعة بهما لا تعادل كثافة السكان . كما أن مركزهما الجغرافى يتطلب ضرورة توفير المواد الغذائية ، خاصة للبواخر المارة بقناة السويس ..

هذا وسوف يترتب على استصلاح وتعمير هذه الأراضى إنشاء حوالى ١٢٠ قرية بمعدل قرية واحدة لكل ٢٥٠٠ فدان ، كذلك إنشاء ٣٠ مركزاً وعاصمة واحدة ، هذا بالإضافة إلى المرافق العامة من مدارس ومستشفيات وعيادات وأسواق وغير ذلك من المرافق والخدمات . .

وستمتد إلى هذه القرى شبكات الكهرباء ومياه الشرب وسترتبطهما بالطرق العمومية شبكة من الطرق الفرعية ..

وماذا بعد خطة العشر سنوات ؟ !

ومن المنتظر أن يكون إجمالى الإيراد من هذا المشروع حوالى ٧٠ مليون جنيه خلال العشر سنوات الأولى اللازمة للاستزراع ، منها ٢٧ مليون جنيه مصروفات ، وبذلك يكون صافى الإيراد حوالى ٤٣ مليون جنيه .

وبعد فترة العشر سنوات ، سيكون صافى إيراد الدخل القومى من هذه الأراضى حوالى ١٢ مليون جنيه سنوياً .. وسوف يستفيد من هذا المشروع حوالى ٦٢٤٠٠ أسرة . . وستتحول من طبقة المعدمين إلى طبقة الملاك . .

تنويع المحاصيل الزراعية :

أثبتت الدراسات والأبحاث أن المساحات التى سيقوم المقاولون العرب (عثمان أحمد عثمان وشركاه) باستصلاحهما من الأراضى الصالحة للزراعة والتى تساعد على تنويع المحاصيل الزراعية ، وقد أسفر الحصر التصنيعى لهذه الأراضى أنها تضم :

- ١١٨ ألف فدان تربتها طينية .
- ٢٨ ألف فدان تربتها طفلية رملية .
- ٥٢ ألف فدان تربتها طفلية جيرية .
- ١١٤ ألف فدان تربتها رملية .

ومن هـذا يتضح أن المنطقة تشتمل على أنواع التربة الصالحة للزراعة والتى تساعد على تنويع المحاصيل الزراعية بها وقد تم إعداد المشروع على أساس اتباع نظم الرى الآتية :

(ا) رى مساحة نحو ١٩٨ ألف فدان رياً سطحياً فى الأراضى الطينية والطميلة والرملية والطفلية الجيرية .

(ب) رى مساحة نحو ١١٤ ألف فدان بطريقة الرى بالرش فى الأراضى الرملية مع استعمال طلمبات الرى بالرش الكهربائية لتقليل تكاليف الرى السنوية إلى أقل حد ممكن .

أما من ناحية الاستزراع فقد روعى اتباع دورة زراعية تتناسب مع طبيعة كل تربة من هذه المساحة فقد تقرر مثلا :

(ا) فى الأراضى الطينية دورة ثلاثية حيث يزرع القمح والشعير والأرز والذرة والخضروات .

(ب) فى الأراضى الطفلية الجيرية والطفلية والرملية دورة ثلاثية ويستغل جزء من المساحة فى زراعة البساتين والباقى بالمحاصيل الزيتية والبقوليات والخضروات .

(ج) أما فى الأراضى الرملية فتزرع الموالح والخضروات والفول السودانى .

تنفيذ المشروع فى الموعد المحدد :

ثم صرح المهندس عثمان أحمد عثمان رئيس مجلس إدارة شركة المقاولون العرب .

« إننا بإذن الله .. وبفضل توجيهات ومبادىء قائدنا وزعيمنا الرئيس جمال عبد الناصر وإرشادات السيد المهندس عبد المحسن أبو النور نائب رئيس مجلس الوزراء للزراعة والإصلاح الزراعى والسيد رئيس مجلس إدارة مؤسسة تعمير الأراضى ، سننتهى من تنفيذ هذا المشروع فى الموعد المحدد ، لكى نثبت للشركات الأجنبية ، أن هناك مؤسسات عربية ، تستطيع أن تقوم بما تقوم به الشركات الأجنبية على أكمل وجه » .



السيد المهندس محمد عبد الرقيب نصر رئيس مجلس إدارة مؤسسة تعمير الأراضى
والسيد المهندس عثمان أحمد عثمان رئيس مجلس إدارة شركة المقاولون العرب يوقعان العقد

شركة المحاريث والهندسة

ومشروعات المجارى

فى خضم المعارك الضخمة التى تجتازها بلادنا فى الداخل والخارج تجاوبت شركة المحاريث والهندسة مع الدفع الثورى وشاركت مشاركة فعالة فى المشروعات الثورية الجديدة لخلق حياة أفضل لنا ولأولادنا .

وليس أدل على ذلك مما قامت به الشركة أخيراً فى مشروعات المائة يوم — إذ سارعت بتقديم مجموعات الرفع النقالى كخطوة أولى لمعالجة الطفح وكانت هذه المجموعات مصنوعة ومجمعة ومعدة للتشغيل بأيد عربية وأمكن الاستغناء عن استيراد مثل هذه المجموعات من الخارج وتوفير كثير من العملات الصعبة .

ثم قامت بتوريد وتركيب تسع محطات رئيسية للمجارى بمناطق القاهرة المختلفة فى زمن قياسى لا يتجاوز سبعة عشر يوماً هذا فضلا عن توريد وتركيب إحدى عشر محطة فرعية فيما يقرب من العشرة أيام وقامت باصلاح محطات المجارى بمحافظة الجيزة بذلك أمكن للشركة بعمالها ومهندسيها تحقيق أرقاماً قياسية فى التركيبات الميكانيكية والكهربائية فى أقل مدة ممكنة بل أن هذه الأعمال التى تمت فى أيام كانت تحتاج فى الماضى إلى أشهر طويلة لإتمامها .

وتشارك الشركة بنصيب وافر فى العمليات الجديدة إذ أسندت إليها اللجنة الدائمة لمرفق مجارى القاهرة والجيزة جميع الأعمال الميكانيكية والكهربائية فى مشروعات التوسع الجديدة ومشروعات خدمة المناطق المحرومة — فكلفت الشركة بتنفيذ محطات سوق السمك الجديدة — ومحطة الطويل ومحطة قورى — ومحطة عين شمس الجديدة والتوسع اللازم فى محطة كوبرى الجامعة . هذا فضلا عن ثمانية محطات رفع فرعية فى أنحاء متفرقة من مدينة القاهرة والجيزة .

ومن أعمال المجارى العاجلة التى تفخر الشركة بتنفيذها حالياً مشروع المجارى العام لمدينة الاسكندرية المسند اليها توريد وتركيب الأجزاء الميكانيكية والكهربائية به والتى بلغ عدد المحطات التى تنفذها الشركة فيه سبعة عشر محطة هى محطات المشروع بالكامل .

ولم تكن هذه الأعمال العاجلة عائقاً أبداً أمام الشركة فى تنفيذ التزاماتها الأخرى — إذ أنها تقوم بتنفيذ مشروعات المجارى فى جميع أنحاء الجمهورية — فقد أتمت محطات المجارى المسندة اليها بفارسكور ورأس البر والسويس ودمياط كما قامت بتنفيذ التوسع فى مجارى كفر الزيات — هذا فضلا عن تنفيذها لمشروعات الرى العاجلة لمحطات بحر البقر وجناكليس وطلمبات الأعماق والرى بالرش بمديرية التحرير وفى مجال الطاقة الكهربائية تشارك الشركة بمجهود كبير إذ نفذت أغلب محطات الكهرباء لوزارة الزراعة والأشغال العسكرية ووزارة الإسكان والمرافق كما تقوم بمد خطوط الكهرباء الناقلة للتيار من السد العالى .

والشركة إذ تشارك بهذا المجهود فى خدمة الشعب لتفخر بوضع إمكانياتها لدفع عجلة التقدم والمشاركة فى الدفع الثورى .

المؤسسة المصرية العامة لمقاولات المرافق



أصدق التهاني القلبية .. إلى بطل ثورتنا .. وباعث نهضتنا ومحقق آمالنا .. السيد الرئيس

جمال عبد الناصر

بالعيد الثالث عشر لثورة ٢٣ يوليو المجيدة .. وإلى الأمام دائماً يا قائد الزحف المقدس.

من نصر إلى نصر .. فالله موفقك وناصرك

وشركاتها

- شركة المقاولات المصرية " مختار ابراهيم "
- الشركة العربية العامة لأعمال المياه والمجاري
- شركة المشروعات الصناعية والهندسية
- شركة النيل العامة للهندسة العمومية
- شركة النصر العامة لأعمال المرافق
- الشركة العربية للأساسات
- شركة النصر للمقاولات الميكانيكية والكهربائية

المؤسسة المصرية العامة لمقاولات المرافق

مثال ثورى للعمل الاشتراكى

٢٨٥ ألف عامل يعملون ليلا ونهارا خلال مائة يوم

أقيم أول مجمع للمجارى فى القاهرة عام ١٩١٤، ثم أقيم المجمع الثانى عام ١٩٢٦ . وأقيم المجمع الثالث عام ١٩٥٠ . ولكن هذه المجمعات لم تستطع القيام بمهمتها . فقد ارتفع عدد سكان القاهرة من جهة إرتفاعا كبيراً . ومن جهة أخرى زاد وعى السكان الصحى ، مما أدى إلى زيادة استهلاك المياه ، سواء من ناحية زيادة فى عدد السكان ، أو من ناحية انتشار الوعى الصحى. ونتيجة لذلك أصبح الضغط على المجارى ضغطاً كبيراً - هدد دائماً بانفجار المواسير - وتغطية الشوارع بمياه المجارى . ولهذا أثره البالغ على الصحة والمواصلات . وعلى الاقتصاد الوطنى نفسه - لأن هذه المشاكل تحتاج دائماً إلى ترميمات تستهلك أموالا طائلة يمكن الإستفادة منها فى نواحى أخرى .

وكان لابد من علاج هذه المشاكل علاجا حاسما وسريعاً . فمع دخول الفيضان إلى القاهرة - تبدأ المعاناة من انفجار المواسير - وطفح المجارى . ولأنه لم يكن قد بقى على وصول الفيضان سوى وقت قصير - كان لابد من عمل ثورى وعاجل . فكان مشروع المائة يوم .

ومشروع المائة يوم — أقل مايقال عنه إنه عمل مذهل . فالأعمال التى تمت خلال هذه الفترة القصيرة لايمكن بحال أن تتم — إلا إذا كانت المجهودات المبذولة — تتعدى المعقول .

ولقد بدأ مشروع المائة يوم — من معاناة القاهرة لطفح المجارى ، وانفجار المواسير . وهدد الطفح والإنفجار بشل حركة القاهرة . فكان أن أمر الرئيس جمال عبد الناصر بتشكيل اللجنة الدائمة لمرافق مجارى القاهرة والجيزة — وأسند إدارتها إلى السيد الدكتور المهندس عزت سلامة وزير القوى الكهربائية ومنح اللجنة كافة السلطات والإمكانيات لتستطيع تنفيذ المشروع بمفهوم ثورى .

وبناء على أمر الرئيس ، وتحت المفهوم الجديد للعمل ، أسندت اللجنة الدائمة لمرافق مجارى القاهرة والجيزة مسئولية العمل للمؤسسة المصرية العامة لمقاولات المرافق ، وتحدد عملها فى :

(١) إنشاء مجمعات رئيسية جديدة بأقطار تتراوح بين ١٢٥ سم و ١٨٠ سم .

(٢) خطوط مواسير مجارى رئيسية بأقطار ٢٤ ، ٣٠ ، ٣٦ بوصة وبطول ٤٣٠٠ متر .

(٣) عمليات معالجة وصرف متخلفات مياه الصناعة بمصنعى الشرق والشربجى بامبابة لتخليصها من المواد السامة قبل صرفها — حتى لا تكون خطراً على الصحة العامة .

(٤) إنشاء خزان المياه العالى بمنطقة ناهيا لمد أهالى المنطقة والعاملين بمشروع المجارى بالمياه النقية .

(٥) إنشاء ٦ محطات رفع بمختلف أنحاء القاهرة لتحسين الصرف بالمناطق المزدحمة بالسكان .

هذه كانت الأعمال التى أسندتها اللجنة إلى المؤسسة المصرية العامة لمقاولات المرافق فماذا حدث ؟

الإجابة

داخل هذا الفهم الثورى ، وداخل ضرورة العمل السريع . قامت شركات المؤسسة الخمس ، بتعبئة قواها — وتشوين معداتها وخاماتها — وبدأت العمل فوراً .

وهذه هى شركات المؤسسة :

* شركة المقاولات المصرية .
* شركة المشروعات الصناعية والهندسية .
* شركة النصر العامة للمقاولات .
* الشركة العربية العامة للمياه والمجارى .
* شركة النصر العامة للمرافق .

ولم يقف حد نشاط المؤسسة على مجرد تنفيذ خطوات المشروع الحيوى الهام . بل إنها — ومن دواعى الفخر — قد قامت بتصنيع المهمات الميكانيكية محلياً لأول مرة . وكانت هذه المهمات قبل ذلك تستورد من الخارج — فتكلفنا مبالغ ضخمة من العملات الصعبة ، هذا بالإضافة إلى تعديل العمل . حتى تصل الآلات من الخارج . وهذه الآلات التى قامت المؤسسة بتصنيعها محلياً — لا تقل جودة عن الآلات المستوردة — بل إنها فاقتها . إنه لعمل عظيم أن تقوم المؤسسة المصرية العامة لمقاولات المرافق بتصنيع هذه الآلات بأيد عربية ١٠٠٪ .

ومن أهم هذه المعدات :

* الزحافات الدائرية للأحواض بمصنعى الشرق الشوربجى بامبابة .

* أجهزة إضافة الكلور لإجراء عمليات التعقيم .
* أجهزة إضافة الشبه للترويض .
* القلابات السريعة .

* طلمبات رفع مياه المجارى ، التى صممت بحيث تتغلب على المخلفات التى تحتويها المجارى ، وحتى لا تتعطل بسبب هذه المخلفات . والمعروف أن طلمبات المجارى أصعب فى تصميمها من طلمبات المياه التى ترفع المياه « الرائقة » الخالية من أى شائبة تؤثر فى جهاز الطلمبة .

* الزحافات المستطيلة وعرباتها الناقلة وذلك لعمليتي التنقية بناهيا والخصوصي .

* طلمبات رفع لمحطات المنيل وعابدين والشرابية التي تم الانتهاء منها ، وقد كان لها الأثر السريع الفعال في تخفيض مناسيب المياه بالمنيل والروضة .

ماذا تم ؟

إن صراع المائة يوم ، وهو صراع من أجل التغلب على أخطر مشكلة تهدد حياة القاهرة — وقد نفذ بدقة وبراعة ، فقد تم تنفيذ وتشغيل سبعة كيلو مترات من المجمعات خلال هذه الفترة بالإضافة إلى سبعة كيلو مترات أخرى كان قد بدىء فيها منذ أكثر من سنتين .

ولكن ما هي المجمعات ؟

إن مجموعات المجاري عبارة عن أنفاق تنشأ على عمق كبير تحت الأرض لتجميع ونقل التصرفات الواردة إليها من مختلف المواسير الرئيسية والفرعية ، ويتراوح قطر النفق بين متر و ٢٤٠ سم . وهو يقام من أنواع مختلفة من الخرسانة العادية أو المسلحة ويبطن من الداخل بالطوب الأزرق المقاوم للأحماض والغازات .

ونظرة سريعة إلى استهلاك المياه منذ ١٣ عاماً ، واستهلاكها اليوم ، نرى ضخامة المشكلة ، وروعة العمل الذي تم . لقد كانت القاهرة تستهلك عام ١٩٥٢ من المياه حوالى ٤٠٠٠٠ متر مكعب يومياً . ارتفع هذا الرقم نتيجة لارتفاع مستوى المعيشة وتزايد الوعي الصحي ، وتزايد عدد السكان إلى ما يقرب من مليون متر مكعب من المياه يومياً . هذه الزيادة ، لم تقابلها زيادة في مجمعات المجاري ، ولذلك ناءت المجمعات القديمة بالحمل ، ولم تستطع القيام به فكان أن ظهرت المشكلة ، وتضخمت لكنها لأول مرة في بلادنا ، ومنذ تاريخ طويل ، تختفي إلى الأبد . فلا خوف من تصرفات المياه ، ولا خوف من الفيضان ، ولا خوف من الانفجارات في المواسير أو الشكوى من عدم وصول المياه إلى الأدوار العليا في المساكن .

أرقام :

وفي مجال الحديث عن العمل العظيم والمذهل الذي قامت به المؤسسة المصرية العامة لمقاولات المرافق وشركاتها ، نقدم :

هذه الأرقام :

* وصل حجم الأتربة التي حفرت ١٤٠ ألف متر مكعب .

* الزلط الذي استخدم في عملية إقامة المجمعات ٧٥٠ر٢٣ متر مكعب .

* الرمل وصل ما استخدم منه إلى ٩٥٠ر١٣ متر مكعب .

* الأسمنت العادي وصل الى ٨٩٠ر٨ طناً .

* الأسمنت المقاوم للأحماض استخدم منه ٣٠٠ طن .

* الطوب الأزرق لتبطين المجمعات استخدم منه ١٫٣٦٥٫٠٠٠ طوبة .

* حديد التسليح والزوايا ٧٣٢ طناً .

* الأخشاب استخدم منها ٧٧٧٠ متر مكعب .

* الطلمبات ومجموعات المياه استخدم منها ١٠٦ طلمبه ومجموعة .

* اللوريات والجرارات والمقطورات التي عملت في المشروع ٦٧ .

* وصل عدد العمال الذين عملوا في المشروع خلال المائة يوم ٢٨٥ ألف عامل

* * *

وبعد ..

إن العمل العظيم الذي قامت به المؤسسة المصرية العامه لمقاولات المرافق وشركاتها يعدمن جلائل الأعمال فهذه المدة القياسية في العمل ، وهذه القدرة في التنفيذ ، والوصول الىدرجة التصنيع المحلي لما هو مطلوب دون الاعتماد على الخارج ، لهو بلا شك دليل الفهم الصادق والوعي الكامل للمسئولية ، من أجل تدعيم بلادنا ، لهو تنفيذ لما قاله الميثاق من أن العامل العربي قد أثبت وجوده المحقق تحت الشمس .

إن العمل العظيم الذي قامت به المؤسسة يجعلها بحق مثال للوحدة الإنتاجية الاشتراكية التي تضع نصب أعينها رفاهية شعبنا ، وسد حاجاته .

الشركة العامة للإنشاءات

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة لمقاولات الأعمال المدنية



أجمل التهاني مع أطيب التمنيات
الى الشعب العربي الكريم .. والى القائد البطل العظيم .. الرئيس

جمال عبد الناصر

بمناسبة العيد الثالث عشر للثورة الخالدة ، التي حررت البلاد من ذل الاستعمار ، ونظام الرجعية وحكم الفساد



عمارات القوات المسلحة بالإسكندرية

بعض الأعمال
التي تقوم الشركة بتنفيذها

الوجه القبلي

فندق أبو سنبل • مركز السياحة والإعلام بأسوان • مبنى محافظة أسوان الجديد مستشفى أسوان العام • عمارات كورنيش النيل • مدرسة البنات بأسوان عمارات مدينة نصر بأسوان مصنع لب الورق بإدفو • فندق إدفو • مدرسة الصناعات الثانوية عمارات سكنية بإدفو • مجموعة قرى كلابشة وعدد مساكنها ٩٤٩ مسكنا ... بخلاف المرافق العامة.

القاهرة

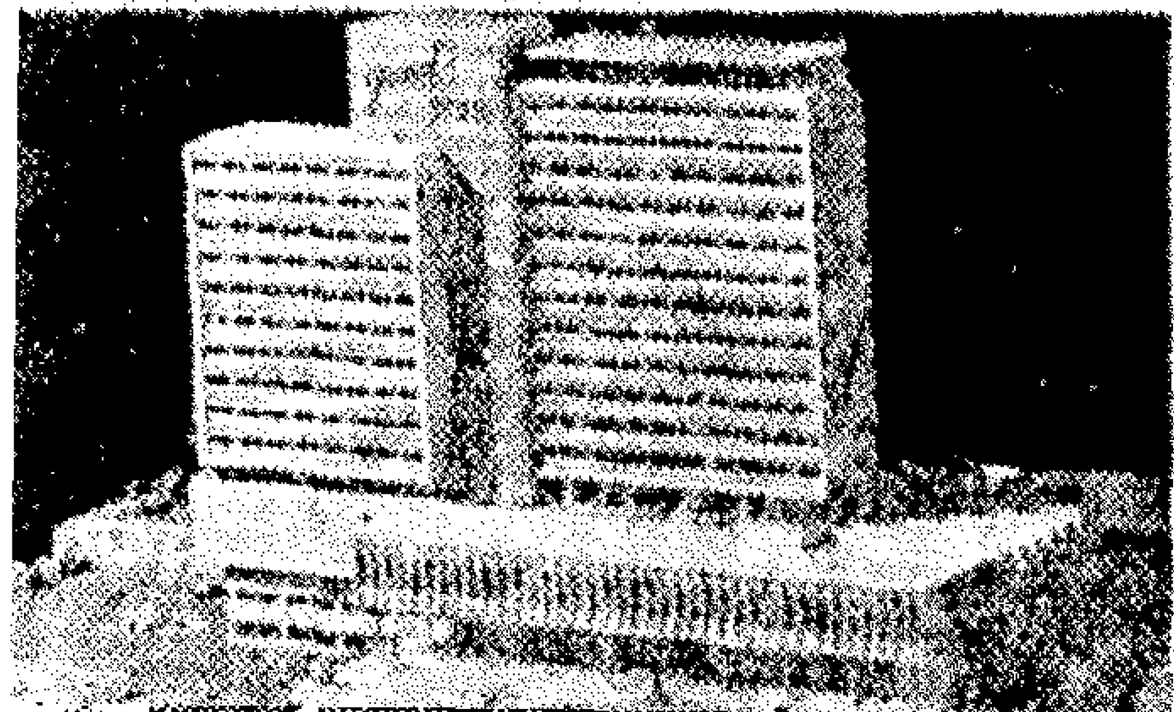
المبنى الجديد لسفارة الإتحاد السوفيتي • ملحق فندق شبرد • مدرسة الفندقة فندق فونتانا • المبنى الجديد لمؤسسة الأهرام • دار الكتب الجديدة والمكتبة العامة

الإسكندرية

العمارات السكنية بمحرم بك • المساكن الشعبية بمحرم بك • شونة بنك الإسكندرية • المنشآت السياحية • عمارات القوات المسلحة

في أفريقيا

لم يقتصر نشاط الشركة داخل الجمهورية العربية المتحدة فحسب ، بل إمتد الى البلاد الأفريقية الصديقة حيث تقيم فندق باماكو الكبير بجمهورية مالي .. وتعتبر هذه العملية بداية إنطلاق الشركة في أعمالها خارج الجمهورية العربية المتحدة



فندق جراند أوتيل بجمهورية مالي

المركز الرئيسي : القاهرة ٥ شارع ٢٦ يوليو
تليفون : ٩١٥٧٥٥ ت.ت. : ١٠٨٣

ثلاثة عشر عاماً

فى ظل ثورتنا المجيدة

الثورة تغيير وتقدم ورقى فى جميع المجالات سواء كانت اجتماعية ، اقتصادية ، سياسية وصناعية .. وعن وعى سايرت جميع القطاعات ركب الثورة وعملت على بقائها ورفعتها ، فقد لمس الجميع بالتجربة مدى ما حققته من انتصارات ... انتصارات للفرد بهدف رفاهية المجموع .

وهناك فى شركة مصر للحرير الصناعى وهى إحدى شركات المؤسسات المصرية العامة للغزل والنسيج وتمثل ركناً هاماً فى قطاع الصناعة . ظهرت بوضوح آثار الثورة — فمن زيادة فى الإنتاج إلى زيادة فى دخول عاملها مع توسع فى مصانعها وإدخال صناعات جديدة مع تطوير إنتاجها وتنويعه وتحسينه بحيث أصبح يلبى معظم احتياجات صناعة الغزل والنسيج فى البلاد ويضارع المنتجات الأمريكية والأوروبية .

بدأت الشركة إنتاجها عام ١٩٤٨ بثلاث مصانع هى :

١ — مصنع لإنتاج خيوط الحرير الصناعى « مصرايون »

٢ — مصنع لإنتاج فبران الحرير الصناعى « مصروفيبر »

٣ — مصنع لإنتاج الورق الشفاف العادى « مصروفان »

وعقب الثورة بدأت الشركة فى دراسة مشروعات التوسع لمصانعها وإدخال صناعات جديدة واكتملت هذه الدراسة عام ١٩٥٨ بافتتاح ثلاث مصانع جديدة هى :

١ — مصنع لإنتاج الورق الشفاف المانع للرطوبة والقابل للصق بالحرارة « مصروفان » .

٢ — مصنع لإنتاج خيوط النايلون « مصرنايلون » .

٣ — مصنع لإنتاج فيران النايلون « مصريلون » .

هذا علاوة على إدخال نوعين جديدين من المنتجات الأول خيوط النايلون المطاطة هيلانكا (عام ١٩٦١) والثانى شريط لف علب السجاير (عام ١٩٦٢) .

ونظراً لتجاوب الشركة مع أهداف الثورة ونجاح مصانعها فى تحقيق أهداف الثورة الصناعية أسندت إليها الجهات المسئولة ضمن الخطة الخمسية الثانية تنفيذ أربعة مشروعات جديدة تبلغ قيمتها ٦,٥٠٠,٠٠٠ جنيها ، وتم إقامة مصنعين منها هما مصنع الفسكوز المستمر والوحدة الجديدة للورق الشفاف « مصروفان » وينتظر أن يبدأ الإنتاج فيهما خلال عام ١٩٦٥ ، كما انها فى سبيل الانتهاء من دراسة المشروعين الآخرين وهما التوسيع الثانى لمصنع انصرنايلون ومصنع خيوط إطارات السيارات .

وبذلك تكون الشركة قد خطت خطوات واسعة للأمام عقب الثورة وحققت وثبة قوية فى صناعة الألياف الصناعية والتركيبية ، وكان ذلك واضحاً فى الزيادة المضطردة فى الإنتاج تبلغ ١٠٣٧٤ طناً عام ٦٤/٦٥ مقابل ٤١٥٠ طناً عام ١٩٥٢ بزيادة قدرها ١٥٠٪ ، وتمكنت الشركة من سد حاجة السوق المحلى من هذه الصناعة علاوة على تصدير جزء من إنتاجها حتى وصل عام ٦٤/٦٥ إلى ١٦٣٠ طناً ، فساهمت بذلك على توفير جزء كبير من العملات الصعبة .

وقد انعكست آثار كل هذه الجهود على العاملين بالشركة فارتفعت دخولهم إذ بلغ جملة المنصرف لهم من أجور ومزايا عينية خلال عام ٦٤/٦٥ : ١٨٦٩٠٠٠ جنيها مقابل ٤٢٤٠٠٠ جنيها عام ١٩٥٢ بزيادة قدرها ٣٤١٪ ، كما أتاحت فرص جديدة للعمل فبلغ عدد عاملها خلال ٦٤/٦٥ : ٤٥٩٠ عاملا مقابل ٢٤٠٩ عاملا بزيادة قدرها ٩١٪ .

والشركة تتبع فى سياستها التقدمية جميع النظم والأساليب الاشتراكية التى تصدر عن الثورة — وتقوم بتنفيذها روحاً وعملا ، فقامت فور صدور القرارات الاشتراكية الخاصة بإشراك العاملين فى الادارة باشتراك عمالها فى مجلس الإدارة ووحدات الاتحاد الاشتراكى ولجنة شئون الأفراد ، علاوة على ذلك كونت لجان استشارية من عمالها تمثل فيها جميع القيادات العمالية لبحث الموضوعات والتنظيمات والمشاكل الخاصة بالعاملين قبل عرضها على مجلس الإدارة .

وكان لاهتمام الشركة بالنواحى الصحية والاجتماعية والثقافية والرياضية والكشفية والعلاقات الإنسانية والتدريب الأثر الكبير فى تجاوب العاملين لبذل الجهد لزيادة الإنتاج .

السكك الحديدية في ١٣ عاما

يرجع تاريخ سككنا الحديدية إلى عام ١٨٥٦ عندما بدىء فى إنشاء أول خط حديدى بين القاهرة والإسكندرية وهو أول خط حديدى أنشىء فى القارة الإفريقية . وتعتبر الجمهورية العربية المتحدة فى مقدمة دول العالم التى استخدمت السكك الحديدية كوسيلة للنقل .

وتعتبر السكك الحديدية الدعامة الأساسية التى يعتمد عليها النقل فى البلاد وتبلغ أطوال الشبكة الحديدية من خطوط رئيسية وفرعية حوالى ٤٤٠٠ كيلومتر يضاف إليها ٣٠٠٠ كيلومتر أطوال سكك المخازن والسكك الإضافية . ويبلغ مجموع المحطات ٧٢٥ محطة وتسير الهيئة ١٥٥٥ قطاريومياً مقابل ٩٦٨ قطار فى السنة السابقة للثورة .

ولقد خرجت السكك الحديدية من الحرب العالمية الثانية وهى فى حالة كبيرة من الاستهلاك والتخلف . وعندما وضعت حكومة الثورة الخطة العامة للتنمية الاقتصادية والاجتماعية ومضاعفة الدخل القومى فى ١٠ سنوات يتم تنفيذها على مرحلتين ، كان للسكك الحديدية نصيبها الأوفى من عناية الدولة لإقالتها من عثرتها ولكى تتمكن من مواجهة الأعباء الجسام التى وضعتها على كاهلها خطة التنمية التى ترتب عليها زيادة هائلة فى حركة النقل . وقد خصص للسكك الحديدية فى الخطة الخمسية الأولى حوالى ١٠٠ مليون جنيه ولقد كان الاتفاق للمشروعات فى السنوات السابقة للثورة بمعدل ٢ مليون جنيه فى السنة وقد ارتفع هذا المعدل إلى ١٨ مليون جنيه فى السنة خلال سنوات الخطة الخمسية الأولى وبذلك تمكنت الهيئة من تجديد الكثير من وحداتها المتحركة وخطوطها الحديدية مع تطوير وسائل الجر بالتحول من البخار إلى الديزل والأخذ بالأساليب الحديثة الآلية فى صيانة وتجديد الخطوط الحديدية وتنفيذ المشروعات المختلفة التى تزيد من كفاءة التشغيل كمشروع نظام التحكم المركزى على خط الوجه القبلى بين أسيوط وسوهاج وكان عدد القطارات التى تسير على هذا القسم ٣٤ قطاراً وبعد تنفيذ المشروع أمكن تسيير ٧٥ قطاراً عليه فى الوقت الحاضر ويمكن زياداتها إلى ٩٠ قطاراً فى اليوم . هذا إلى جانب كهربة الإشارات لزيادة كفاءة الخطوط المزدحمة بالقطارات ومشروع مراقبة حركة القطارات لأحكام الرقابة على مسيرها وتصنيع الكثير من المهمات وقطع الغيار محلياً بورش الهيئة الإنتاجية والتوسع فى نظام التدريب المهنى لمختلف طوائف العاملين بالهيئة لزيادة كفايتهم الإنتاجية .

وقد وضعت الخطة الخمسية الأولى للسكك الحديدية على أساس أن يصل الراكب كيلومتر فى نهاية سنوات الخطة (عام ٦٤/١٩٦٥) إلى ٤٢٠٠ مليون راكب / كم ، إلا أن الهيئة تمكنت من تجاوز هذا الرقم فى السنة الرابعة (٦٣/١٩٦٤) حيث بلغ الراكب / كم فى تلك السنة ٥٢٣١ مليون وفى عام ٦٤/١٩٦٥ ، ٥٣٦٠ مليون راكب كيلومتر أى بزيادة حوالى ٢٧٫٦٪ .

وفى مجال خدمة نقل البضائع حققت نجاحاً متزايداً إذ كان المقدر أن يصل الطن كيلومتر فى نهاية سنوات الخطة إلى ٢٣٠٠ مليون طن/كم ، بينما بلغ المحقق فى نهاية عام ٦٣/١٩٦٤ . ٣٦٢٠ مليون طن/كم وفى عام ٦٤/١٩٦٥ ، ٣٥٦٨ مليون طن / كم بزيادة حوالى ٦٠٪ .

ولقد كان عدد الركاب بالسكك الحديدية فى عام ٥١/١٩٥٢ (العام السابق للثورة) ٨٥ مليون راكب وأوزان البضائع المنقولة فى تلك السنة ٦½ مليون طن وقد ارتفع هذان الرقمان فى عام ٦٣/١٩٦٤ إلى ١٥٥ مليون راكب ، ١٤½ مليون طن . وفى عام ٦٤/١٩٦٥ إلى ١٨٨ مليون راكب ، ١٤ مليون طن للبضائع أى بزيادة قدرها ١٢١٪ فى عدد الركاب ، ١٢٢٪ فى وزن البضائع ، وتهدف الهيئة من وضع الخطة الخمسية الثانية بمشروعاتها إلى الارتفاع بحجم النقل إلى ٢٠٠ مليون راكب ، ٣٥ مليون طن من البضائع المختلفة فى السنة الأخيرة من سنوات الخطة .

ولقد كان هدف الهيئة من وضع خطتها لتطوير السكك الحديدية زيادة الإنتاج وخفض المصروفات . ولقد حققت الهيئة فى هذا الشأن نجاحاً باهراً إذ أن حجم حركة نقل الركاب زادت فى عام ٦٤/١٩٦٥ بنسبة ٧٨٪ عما كانت عليه فى عام ٥١/١٩٥٢ وزاد حجم حركة نقل البضائع بنسبة ١٢٥٪ بينما لم تزد المصروفات إلا بنسبة ١٨٪ فقط . وترجع زيادة الإنتاج إلى المشروعات التى نفذتها الهيئة لزيادة طاقة الهيئة النقلية والعمل على زيادة كفاءة الخطوط بجانب ما درجت عليه الهيئة فى السنوات الأخيرة من التوسع فى إبرام العقود والاتفاقات بينها وبين المؤسسات والمصانع والشركات بما يكفل تنظيم عمليات الشحن والتفريغ والنقل تنظيماً

دقيقاً يحقق الإستفادة الكاملة من وحداتها المتحركة مما زاد فى طاقتها النقلية .

أما النجاح الذى حققته الهيئة فى خفض المصروفات فيرجع أساساً إلى مشروع التحول من البخار إلى الديزل وما صاحب ذلك من وفر كبير فى استهلاك الوقود .

وبذلك تمكنت الهيئة من مواجهة الأعباء الجسام التى ألقيت على عاتقها فقامت بدور كبير فى خدمة مشروع السد العالى بنقل المعدات الثقيلة والآلات والمهمات وملايين الأطنان من الأسمنت والرمال إلى موقع السد . كما تسير ١٢ قطاراً يومياً بين منطقة أسوان ونقطة العمل بموقع السد لنقل العاملين فى بنائه . وقد بلغت أطوال الخطوط الحديدية التى أنشئت لخدمة هذا المشروع حوالى ٦٠ كيلومتر ، كما تقوم الهيئة فى الوقت الحاضر ببناء محطة جديدة للركاب وأخرى بموقع السد لتحلا محل محطة الشلال الحالية .

ويرتبط بمشروع السد العالى تهجير أهالى النوبة إلى منطقة كوم أمبو وقامت السكك الحديدية بنقل مواد البناء والتشييد والتى تقدر بحوالى ½ مليون طن لبناء القرى الجديدة ، كما سيرت قطارات خاصة لنقل المواطنين وأسرهم وأمتعتهم ومواشيهم من الشلال إلى مناطق التهجير الجديدة .

وكذلك تتحمل السكك الحديدية العبء الأكبر فى خدمة قطاعات الصناعة والتجارة والزراعة .

ففى سبيل خدمة الصناعة تقوم السكك الحديدية بنقل المعدات والمواد الخام إلى مراكز التصنيع ونقل المنتجات من المصانع إلى مراكز الاستهلاك وتمد الخطوط الحديدية إلى داخل المصانع لهذا الغرض كما هو الحال فى صناعات الحديد والصلب والأسمدة الكيماوية والغزل والنسيج والسكر والورق .

وفى مضمار التجارة الخارجية] والتسويق الدولى تنقل السكك الحديدية الصادرات الرئيسية إلى الموانى كالأقطان المحلوجة والبصل والأرز والأسمنت والفوسفات .

كذلك تقوم السكك الحديدية بنقل الجانب الأكبر من المواد التموينية الأساسية المستوردة من الموانى إلى داخل الجمهورية بما فى ذلك اللحوم المثلجة التى تنقل فى عربات ثلاجة كهربائية حديثة أعدت خصيصاً لهذا الغرض .

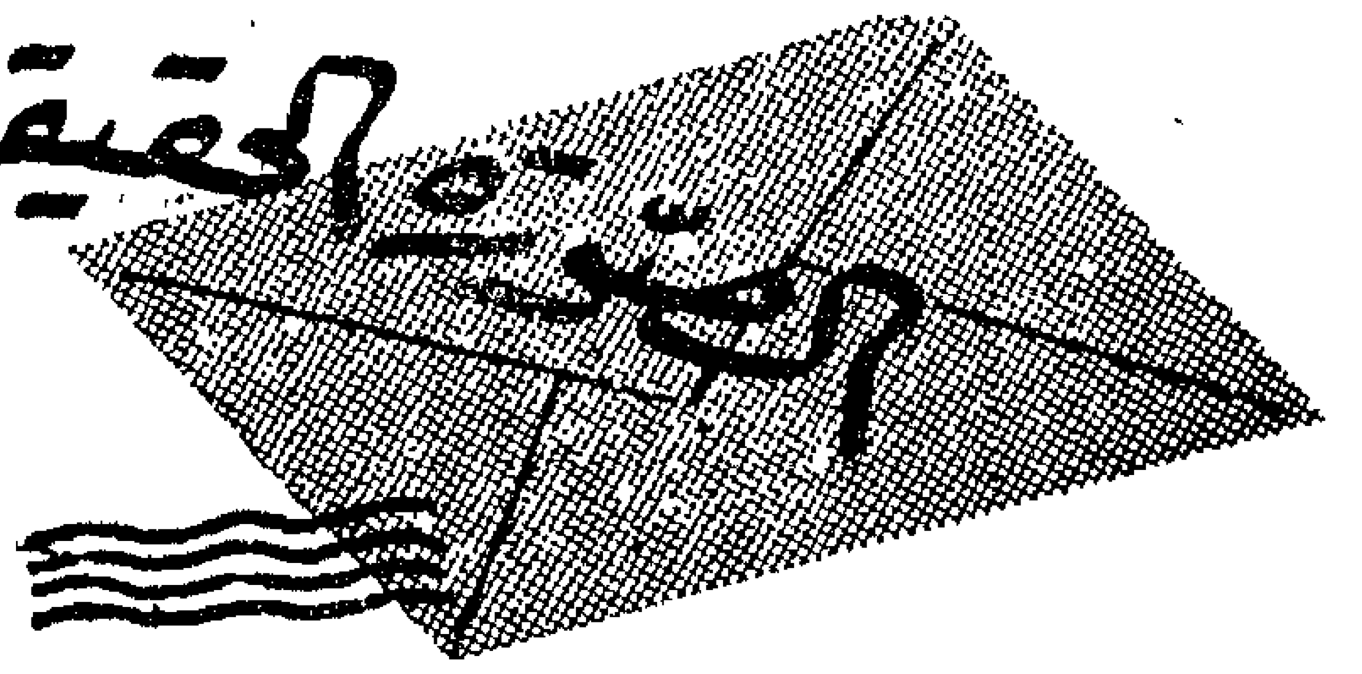
وإذا كانت الهيئة تبذل كل هذه الجهود لتؤدى دورها كاملا فى خدمة الوطن ، فإنها لم تنس ما عليها من واجبات للعاملين بها الذين يبلغ عددهم حوالى ٧٠ ألف إذ تعمل الهيئة جاهدة على توفير وسائل الرعاية الاجتماعية والصحية والثقافية والرياضية فهى تقيم المساكن لمن تقتضى طبيعة عملهم أن يكونوا بجوار العمل كما تنتشر المراكز الطبية فى أقسامها المختلفة إلى جانب مستشفاها الرئيسى بالقاهرة الذى يضم ٢٢٠ سرير بجانب مستشفى أبو زعبل وطنطا والأسرة المؤجرة خصيصاً للهيئة بمستشفى المواساة بالاسكندرية ومستشفى المبرة بالمنيا وبأسيوط . والعلاج بهذه المستشفيات بالمجان لمن يقل مرتبة الشهرى عن عشرين جنيهاً ومن يزيد مرتبه على ذلك يدفع تكاليف الإقامة بالمستشفى ويعفى الجميع من دفع أجور العمليات الجراحية وكذلك بالنسبة لأسرهم .

وتقوم الهيئة بمنح إعانات مالية للعاملين بها والسابقين فى حالات زواج البنات وتعليم الأبناء والمرض وضعف الحالة المالية ، كما تمنح سلفيات للعاملين فى حدود مرتب شهرين تسدد على أقساط شهرية لمدة سنتين .

وفى مجال التعليم تقوم الهيئة بعمل دراسات مسائية لمحو الأمية بين العاملين بها وكذلك فتح فصول تقوية للعاملين بالهيئة ولأبنائهم استعداداً لامتحان الثانوية العامة نظير رسم رمزى كما تنظم محاضرات ثقافية تحت إشراف جامعة الثقافة الحرة .

وتقيم الهيئة معسكرات فى المصايف بأجور رمزية للعاملين وعائلاتهم كما تنظم رحلات ترفيهية وثقافية لهم وتجهز عديداً من الأندية لتنمية الروح الرياضية بين الشباب — كما تقوم بإنشاء جمعية تعاونية بالقاهرة وفرع لها بالمدينة السكنية للهيئة بأبى زعبل التى تضم حوالى ١١٥٠ أسرة .

من خلال هذه الصورة السريعة يمكن أن تدرك الخطوات الواسعة الكبيرة التى خطتها سككنا الحديدية منذ قيام الثورة .. تلك الخطوات التى انتشلتها من حافة الإنهيار فى الماضى وجعلت لها دوراً كبيراً فى بناء مجتمعنا الجديد تحت زعامة القائد الملهم الرئيس جمال عبد الناصر .



الحقيقية .. لـ هيئة البريد

* من ١٩١ ألف جنيه الى ٢ر٥ مليون جنيه شيكات بريدية .
* وصول الخدمات البريدية الى أقصى قرى الجمهورية ..
* أول مطابع فى الشرق الأوسط من أجل الشعب والدول الصديقة .

إن الدفع الثورى الذى رفع بكل قطاعات حياتنا إلى الأمام ، وجعلها تأخذ شكلا مغايراً تماماً لما كانت عليه قبل الثورة ، أعطى هيئة البريد شحنة قوية ، جعلها تتطور بشكل واضح وعظيم .

وحتى يمكن أن نوضح كيف تطورت هيئة البريد ، لا بد أن نحدد النقط ، حتى نستطيع أن نركز الكلام : وهذه النقط هى التى سنتحدث عنها والتى تعطى صورة متكاملة لنشاط الهيئة وتطورها :

١ — الناحية التشريعية والإدارية . ٢ — الخدمة البريدية .
٣ — الخدمات الاجتماعية . ٤ — الهيئة والمجال العالمى .

وبالتفاصيل نتحدث عن هذه النقط .

١ — الناحية التشريعية والإدارية :

كانت هيئة البريد قبل عام ١٩٥٧ عبارة عن مصلحة ليست لها الأهمية الكاملة . وبذلك تعثرت خدماتها ، وتعددت شكاوى الجمهور منها ، لروتينية عملها . لكنها بعد ٥٧ ، وبعد أن صدر القرار الجمهورى رقم ٧١٠ لسنة ١٩٥٧ ، أصبحت هيئة ووضعت فى عداد المؤسسات العامة يتولى إداراتها مجلس إدارة لا يتقيد بالنظم الإدارية والمالية المتبعة فى المصالح الحكومية . بعدها استكمل مرفق البريد مقوماته التشريعية ، وأصدر لوائح تتصل بالنظم الوظيفية والمالية والإدارية ، وأنشئت المناطق البريدية فى المحافظات تحقيقاً لمبدأ اللامركزية وتم إنشاء ١٦ منطقة حتى الآن بمعظم محافظات الجمهورية .

٢ — الخدمة البريدية :

بعد أن أصبح لقطاع البريد كيانه الجديد ، بدأ ينظم صفوفه ويدعم خدماته البريدية التى تجلت فى الآتى :

* تعميم الخدمة على أوسع نطاق ، حتى تحقق رغبات الجمهور ، وحتى تصل إلى الأماكن المحرومة منها فى القرى والكفور ، وذهبت إلى المواطنين حيث كانوا ، بعد أن كان المواطنين يبحثون عنها . وكان من أثر ذلك زيادة إنشاء مكاتب البريد والوكالات البريدية ، ومكاتب البريد الأهلية ، وهذه الأرقام ، تعطى مزيداً من الضوء .

(ا) كانت مكاتب البريد الحكومية ٧٨٦ مكتباً عام ١٩٥٢ وصلت عام ١٩٦٥ إلى ١٢٨٨ مكتباً .
(ب) مكاتب بريد بالوحدات المجمعة من لاشىء إلى ٢٧٦ مكتباً .
(حـ) مكاتب البريد الأهلية من لا شىء إلى ٢٢٠٧ مكتباً .
(ء) الوكالات البريدية من لا شىء إلى ١٢٥٦ وكالة .
(هـ) خطوط الطواف الأهلية من لا شىء إلى ١٧٠٤ خطاً .

* تحسين الخدمة البريدية وتجلى ذلك فى الآتى :

(ا) التطوير الآلى بإدخال أحدث الآلات فى العمليات البريدية المختلفة من آلات فرز وآلات إلغاء الطوابع وآلات الحزم والتخليص والآلات الحاسبة وعد النقود وتنظيف الأختام والضواغط .
(ب) إعداد العاملين مهنياً عن طريق التدريب السابق بإنشاء المدرسة الثانوية للبريد والتدريب اللاحق ، لرفع مستوى العاملين بالهيئة .
(حـ) تجديد وإنشاء المكاتب .
(ء) إنشاء قسم مباحث البريد .
(هـ) إنشاء مطابع البريد على أحدث الطرز ، وتقوم هذه المطابع بطبع الطوابع البريدية والتمغة وكوبونات الكيروسين وطوابع النقابات والشهادات والشيكات . وقد بلغ جملة إنتاج الطوابع والمطبوعات فى عام ١٩٦٥ أكثر من نصف مليار بزيادة قدرها ١٥٥ مليون عن العام الماضى . ولا تقف خدمة هذه المطابع عند الحدود المحلية ، بل خرجت لتقدم خدماتها لكل الدول الشقيقة والصديقة العربية والإفريقية .
(و) خدمة الشيكات البريدية ، وقد نجح هذا النظام بشكل رائع إذ وصل رصيده إلى ٢ مليون و ٥٤٥ ألف و ١٧١ جنيهاً مقابل ١٩١ ألف و ٢٣٦ جنيهاً عام ١٩٥٣/٥٢ .

٣ — الخدمات الاجتماعية :

وفى هذه الناحية أولت الهيئة جميع العاملين فيها عناية خاصة ، حتى توفر لهم جواً صالحاً ، نفسياً واجتماعياً ، فعملت على النهوض بالنواحى الاجتماعية والرياضية والثقافية ، وأنشأت صندوقاً لخدمة الأغراض الاجتماعية منذ عام ١٩٦٣ ، تصرف أمواله فى النواحى الآتية :

* إعانات الموظفين والمستخدمين والعمال السابقين أو عائلاتهم والحاليين .
* مكافآت المرض .
* عمل أو إصلاح الأطراف الصناعية .
* إعانات للنوادى الرياضية وصندوق الخدمة الاجتماعية لطلبة المدرسة الثانوية للبريد
* إقامة الحفلات فى المناسبات القومية .
* الجمعيات التعاونية .
* نشر الوعى القومى بين الموظفين والعمال .
* إنشاء وإدارة وصيانة مصايف الهيئة .
* منح السلفيات للعاملين .

٤ — الهيئة والمجال العالمى :

* أعيد انتخابها عضواً بلجنة التنفيذ والإتصال وهى بمثابة مجلس إدارة الاتحاد البريدى العالمى .
* انتخبت عضواً فى مجلس إدارة اللجنة الاستشارية للدراسات البريدية .
* عقدت اتفاقيات بريدية مع كل من غانا وغينيا وروسيا وأمريكا وتشيكوسلوفاكيا ورومانيا وغيرها من دول العالم .
* أسهمت بتقديم مشروع لترجمة معجم الاصطلاحات البريدية للأشغال الخارجية إلى اللغة العربية .
* قدمت معونات فنية للمبعوثين من إدارات اليمن والسعودية والجزائر وليبيا وغيرها .
* أسهمت فى وضع اتفاقيتى الاتحاد البريدى العربى والاتحاد البريدى الإفريقى .

وهذه فقط بعض النقط ، ولكنها ليست كلها .

١٣ سنة ثورة ... فى

هيئة المواصلات السلكية واللاسلكية

ينقسم نشاط هيئة المواصلات السلكية واللاسلكية إلى ثلاثة أقسام :

١ — المواصلات التليفونية .
٢ — المواصلات التلغرافية .
٣ — المواصلات اللاسلكية .

وفى كل قسم من هذه الأقسام ، حدث تطور خطير وهام . والسطور التالية ، تحمل التطور الذى شمل الهيئة منذ قيام ثورة يوليو العظيمة ١٩٥٢ حتى العام الثالث عشر لها .

١ — المواصلات التليفونية :

(ا) الخطوط الأوتوماتيكية :

* كان عددها لا يتعدى ٦٢ ألف خط عام ١٩٥٢ فأصبح ١٣٠ ألف خط عام ١٩٦٠ .

* اشتملت الخطة الخمسية الأولى على تركيب سنترالات أوتوماتيكية جديدة سعتها ١٧٠ ألف و٦٠٠ خط ، وتقدر تكاليفها بـ ٢٤ مليون و ٩٥١ ألف جنيه .

* افتتحت مشروعات النداء الآلى فى سبعة سنترالات للترنك الأوتوماتيكى .

* أنشأت الهيئة ، وقامت بتوسيعات السنترالات الآتية :

١ — سنترال شبرا الأوتوماتيكى سعة ١٠٠٠٠ خط .
٢ — مشروع مدينة نصر سعة ١٢٠٠ خط .
٣ — سنترال قليوب الأوتوماتيكى سعة ٨٠٠ خط .
٤ — سنترال القناطر سعة ٨٠٠ خط .
٥ — سنترال كفر الشيخ سعة ١٥٠٠ خط .
٦ — زيادة سعة سنترال بورسعيد ١٠٠٠ خط .

* عدد الخطوط الأتوماتيكية فى عام ١٩٦٥ يعادل ٣٨٣٪ مما كان موجوداً فى عام ١٩٥٢ .

* أدخلت الخدمة التليفونية الأوتوماتيكية فى الوجه القبلى لأول مرة .

(ب) الخطوط التليفونية اليدوية :

* كان عددها عام ١٩٥٢ حوالى ٢٨٥٤٠ خطاً وصل فى يونيو عام ١٩٦٥ إلى ٤٥٧٦٢ خطاً .

* نسبة عدد الخطوط تبعاً لذلك وصلت إلى ١٦٠٪ عام ١٩٦٥ مما كانت عليه عام ١٩٥٢ .

(حـ) خطوط الترنك :

* كان عددها ٨٨٨ خطاً عام ١٩٥٢ وصلت إلى ٢٠٢٢ خطا .

* هذه الزيادة تساوى نسبة ٣٢٧٪ عما كانت عليه قبل الثورة .

(د) أهم المشروعات فى مجال الخدمات التليفونية :

* إنشاء شبكة الكوابل المحورية بالوجه البحرى ونظام النداء الآلى .
* المخابرات المجانية فى نظام المركز التليفونى الواحد .
* تركيب التليفونات لاستخدام الجمهور بالمحال التجارية .
* تطبيق التعريفة المخفضة لأجور المخابرات الخارجية بالنسبة للصحف .
* مراقبة الخدمة التليفونية .
* جهاز ضبط المعاكسات .
* نظام الدليل الأسطوانى .
* تسجيل قراءة العدادات واستخدام الآلات الحاسبة .
* خدمة الترنك السريعة .
* التدريب المهنى .

٢ — المواصلات التلغرافية :

* أدرجت لها فى الخطة الخمسية الأولى مشروعات تكاليفها ٦٥٠ ألف جنيه .
* إدخال نظام التلغراف الكاتب .
* مشروع التلكس .
* التحويل الآلى بمكاتب التلغراف الكبيرة .
* عمل شبكات تلغرافية مستقلة للهيئات المختلفة .
* إنشاء مكاتب للخدمة التلغرافية والتليفونية .
* إرتفع عدد خطوط التلغراف بين عامى ١٩٥٢ و١٩٦٥ كالآتى :

(ا) مورس من ٨٧١ خطا إلى ٦٨٨ خطا ، ويرجع إنخفاض العدد إلى زيادة التلغراف الكاتب .
(ب) تلغراف كاتب من ٧ خطوط إلى ٣٧٦ خطاً .
(حـ) فونوجرام من ١٦٥ خطا إلى ٢٥٣ خطاً .

* أدخلت الخدمات اللاسلكية بين السيارات الخاصة وسنترالات القاهرة الأتوماتيكية .

٣ — المواصلات اللاسلكية :

* ظل قسم اللاسلكى تحت سيطرة شركتى ماركونى وإيسترن .
* فى عام ١٩٥٦ وضعتا تحت الحراسة ، وأممتا عام ١٩٥٧ .
* أنشئت محطة الإرسال اللاسلكى العالمية على أرض مساحتها ١٠٠٠ فدان ، وبلغ عدد أجهزة إرسالها ٣١ جهازاً وقد بلغت تكاليفها الإجمالية ٨٣٠ ألف جنيه وافتتحت رسمياً عام ١٩٥٨ .
* محطة الاستقبال اللاسلكى وبلغت تكاليفها ٣٣٠ ألف جنيه وافتتحت عام ١٩٥٨ .
* المحطة الانتهائية وبلغت تكاليفها ٧٥٠ ألف جنيه .
* محطات الرقابة اللاسلكية وهى محطة مركزية وخمس للمراقبة ، ومحطتين متنقلتين ، وقد رصد لهذه المشروعات ١٣٠ ألف جنيه .
* مشروع نقل الصور باللاسلكى وبلغت تكاليفه ٩ آلاف جنيه والهيئة بسبيل شراء جهازين لتدعيم هذه الخدمة .
* شراء ماكينات ديزل لتوليد الكهرباء تعمل أوتوماتيكياً .
* شبكة محطات لاسلكى الشرطة .
* شبكة الأرصاد الجوية .
* شبكة لاسلكى التعدين .
* شبكة اللاسلكى لمقاومة الجراد .
* شبكة لاسلكى المطافى .
* تحسين خدمات المواصلات التلغرافية والتليفونية اللاسلكية مع بلاد العالم الخارجى والبلاد العربية . وقد بلغ عدد الكلمات الصادرة عام ١٩٦٤ حوالى ١٧ مليون كلمة مقابل ٨ مليون كلمة عام ١٩٥١ .

* * *

إن هذه السطور السريعة الماضية سجل لـ ١٣ سنة ثورة عاشتها هيئة المواصلات السلكية واللاسلكية .

المؤسسة المصرية العامة للنقل الداخلى

أنشئت هذه المؤسسة بهدف تخطيط وتنظيم وتوجيه أعمال ونشاط النقل البرى والمائى وإنشاء الطرق ومتابعة تلك الأعمال .

نقل البضائع على الطرق :

تبلغ الاستثمارات المقدرة لهذا النشاط مبلغ ١١٧٠٠٠٠ جنيهاً خلال الخطة الخمسية الأولى ثم عدلت فى السنة الخامسة إلى مبلغ ١٢٤٦٨٠٠٠ جنيهاً وتبلغ قيمة الإنتاج مبلغ ١٢٢٥٠٠٠٠ جنيهاً ويبلغ قيمة مستلزمات الإنتاج مبلغ ٧٣٩٠٠٠٠ جنيهاً وعدد العاملين فى هذه الخطة ٤٣٥٠ عامل وبلغت قيمة الأجور مبلغ ٢٣٣٠٠٠٠ جنيهاً .

النقل المائى :

تقوم المؤسسة بإنشاء وحدات جديدة ذات حمولات كبيرة وسرعة كافية وزيادة الكفاءة الإنتاجية لأساطيل الشركات وإدماج الشركات الصغيرة فى شركات كبيرة لتحسين الخدمة ورفع مستوى الأداء وبلغ عدد الشركات النهرية التى تبعت المؤسسة تسعة وعشرون شركة أدمجت فى أربع شركات كبرى عدد وحداتها ٢٥٨ منها ٢٤٠ آليه و ٢٠٩ وحدة غير آلية و ٨٩ قاطرة وذلك لنقل البضائع والبترول ويبلغ مجموع حمولات هذه الوحدات فى السنة حوالى مليون طن ومن المشروعات الهامة مشروع أسطول ناصر لنقل ركاز الحديد ويتكون من ٣٢ وحدة آلية و ٣٦ وحدة غير آلية وتبلغ تكاليفه ٢٩٥٠٠٠٠ جنيهاً وسيتولى نقل ٤٥٠٠٠٠ طن سنوياً من أسوان إلى حلوان وفى رحلة العودة رؤى تشغيل الوحدات فى نقل المواد البترولية وكذا الأسمنت وسيتم تشغيله فى نهاية عام ١٩٦٥ — ومشروع أسطول نقل الفوسفات وتبلغ تكاليفه ١٩٧٠٠٠٠ جنيها ومشروع بحيرة ناصر لربط ج. ع. م. بجمهورية السودان بعد تنفيذ مشروع السد العالى يبلغ تكاليفه ١٧٠٠٠٠٠ جنيها .

إنشاء الطرق :

يتبع المؤسسة الشركات المتخصصة فى إنشاء ورصف الطرق والمطارات وقد اندمجت فى أربع شركات كبرى وتهدف المؤسسة من وراء إشرافها على هذه الشركات النهوض بها وتدعيمها ورفع كفاءة التشغيل والقضاء على احتكار العمليات وتنفيذ أعمال خطة التنمية فى مواعيدها المحددة والتنسيق بين جهود الشركات وتدعيمها بالمعدات الحديثة والآلات — ومن أهم المشروعات التى قامت بها الشركات أعمال متعلقة بالمجهود الحربى فى ج. ع. اليمنية ورصف شبكة الطرق الداخلية المهاجرين بكوم امبو ورصف الطرق المؤدية إلى المحاجر والميناء فى هذه المنطقة ورصف شبكة الطرق بمحافظة الوادى الجديد وأعمال متعلقة بإنشاء جسور السكة الحديد لمشروع التحكم المركزى ورصف الطرق المؤدية إلى مناطق التعدين وإنشاء ورصف الطرق لجهوزية مالى وتبلغ قيمة الاستثمارات المقررة لشراء معدات وآلات رصف فى الخطة الخمسية الأولى ٦٠/١٩٦٥ مبلغ ٣٥٠٠٠٠ ج زيدت إلى ٢٦٠٤٠٠٠ ج فى السنة الخامسة .

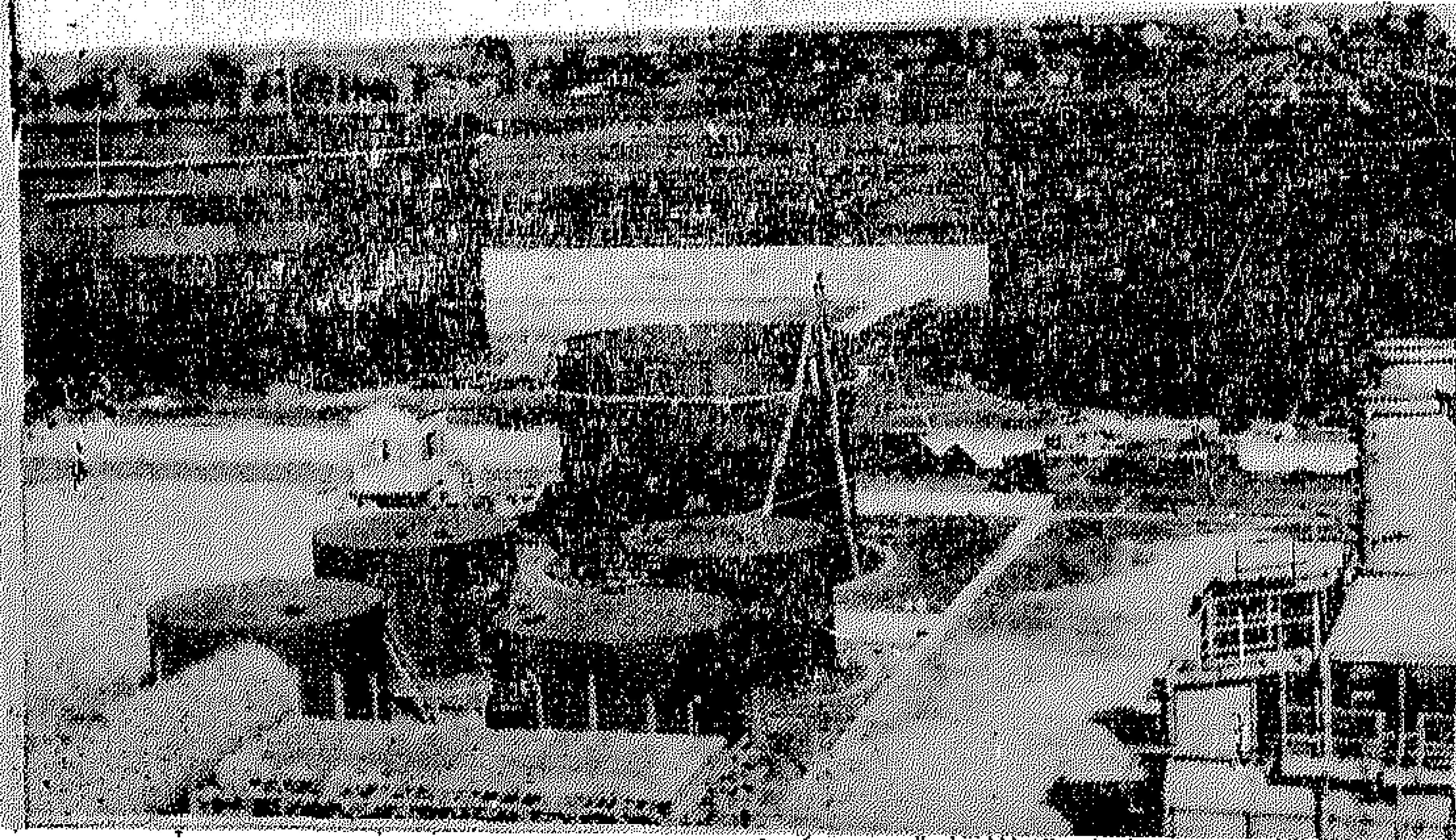
شركة المشروعات الصناعية والهندسية ش.م.ع

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة لمقاولات المرافق

القاهرة : ١٢ شارع طلعت حرب « سليمان باشا سابقا » تليفون : ٧٠٢٤٦

قامت بتنفيذ مشروع إنشاء خطوط أنابيب البترول ومحطات التسخين بالإشتراك مع شركة « مانزمان » ويشمل إنشاء عدد من محطات رفع البترول ذات ضغط عالى

وبها مستودعات لتخزين الوقود وشبكة مواسير من الصلب بطول ٣٥٠ كيلومتر وأقطار من ٦ بوصة الى ١٦ بوصة لتوزيع الوقود على مدن الوجه البحرى وتبلغ قيمتها مليون وثلثمائة ألف جنيه وقد قامت الشركة بتنفيذ جميع الأعمال مدنيا .. وميكانيكيا .. وكهربائيا



محطة بترول طنطا

الشركة العربية للأعمال المدنية

احدى شركات

المؤسسة المصرية العامة لمقاولات الأعمال المدنية

المركز الرئيسى :

٣ شارع منشأة الكتبة بالقاهرة (بثور سابقا) ت : ٧٧٤٥٧ ، ٧٩٤٦٣

الإدارة الميكانيكية :

٩ شارع عرابى بالقاهرة (سيناء وأبو ذكرى سابقا) ت : ٥ ٢٦١

الورش الهندسية :

١١٣ شارع ابراهيم الأول بالإسكندرية (نيكيتا سابقا) ت ٢٩٥٦٨

تساهم الشركة فى خطة التنمية وخدمة الإقتصاد القومى

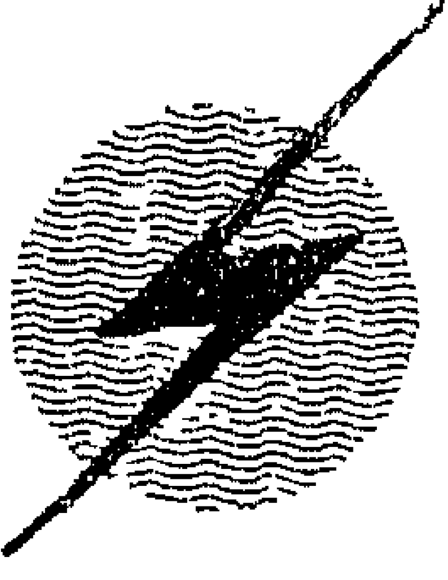
تقوم الشركة بتنفيذ الأعمال الآتية

- القناطر والأهوسة والكبارى ومحطات الطلمبات والإنشاءآت الكبرى
- شق الترع والمصارف يدويا وميكانيكيا وأعمال الرى المختلفة وتحويل الحياض
- شبكات المصارف المغطاه
- محطات وخطوط المياه الكبرى
- فك ونقل بعض معابد النوبة « بيت الوالى ووادى السبوع ومقبرة عنيبة »
- تصنيع الآلات والسيركات وبوابات الأهوسة الحديدية وتشغيل بعض قطع الغيار بدلا من إستيرادها
- خطوط المجارى الكبرى

« وساهمت الشركة بإنشاء ٨ كيلومتر مواسير قطر متر ونصف وقطر متر ضمن مشروعات المائة يوم وقد أنجزت الشركة جميع العمل قبل الموعد المحدد بنجاح كامل »

وزارة القوى الكهربائية

والقاعدة العريضة لزحفنا المقدس



- من مليار .. إلى ٥ مليار .. إلى ١٤ مليار كيلووات / ساعة
- ١٤٠٠ قرية جديدة ... تصلها الكهرباء لأول مرة
- ١٢ وحدة مائية قدرة ١٧٥ ميجاوات في السد العالي



قطاع الكهرباء واحد من القطاعات الهامة والخطيرة في حياتنا . فهو يشكل ، وبلا أدنى مناقشة القاعدة القوية لقيام كل تطور وتغير في بلادنا . وكلما اتسعت القاعدة كلما ازداد حجم التطور وشكله . ولقد كانت الكهرباء قبل الثورة ، ضعيفة وهزيلة ، ويكفي أن نعلم أن ما استخدم في الصناعة من الكهرباء عام ١٩٥٢ لا يتجاوز ٤٧٠ مليون كيلووات ساعة ، بينما يصل في عام ١٩٦٤ إلى ٢٧٠٠ مليون كيلووات ساعة في السنة. التفاوت الكبير بين الرقمين يعطى الدلالة ، على مدى اهتمام الثورة بقيام قاعدة كهربائية قوية ، يقوم عليها البناء الضخم الذى نبنيه الآن ، وهو جمهوريتنا كلها . وببساطة ، تسوق الأرقام ، لتتحدث عن تطور الكهرباء منذ عام ١٩٥٢ حتى ١٩٦٤ . كيف تطور استخدام الكهرباء في الصناعة ، والزراعة والخدمات .

الأرقام :

* عام ١٩٥٣ كان ما استخدم في الصناعة من الكهرباء ٤٧٠ مليون كيلووات ساعة .

ارتفع هذا الاستهلاك إلى ٢٧٠٠ مليون كيلووات ساعة في السنة . وينتظر أن يصل إلى ٩٠٨٠ مليون كيلووات ساعة في السنة عام ١٩٧٠ .

* في الزراعة ، كان استخدام الكهرباء في الرى والصرف عام ١٩٥٢ لا يتجاوز ٨٥ مليون كيلووات ساعة في السنة . بينما في عام ١٩٦٤ وصل ما استخدم من الكهرباء فيها إلى ١٨٠ مليون كيلووات ساعة في السنة . وينتظر أن يصل إلى ١٢٢٧ مليون كيلووات ساعة في السنة عام ١٩٧٠ .

* في الأغراض العامة والمرافق والاستهلاك المنزلى كان استهلاك الكهرباء يصل إلى ٣٩٠ مليون كيلووات ساعة في السنة عام ١٩٥٢ . بينما يصل في عام ١٩٦٤ إلى ١٥٠٠ مليون كيلووات ساعة في السنة . وينتظر أن يصل في ١٩٧٠ إلى ٤٠٠٠ مليون كيلووات ساعة في السنة .

* في عام ١٩٥٢ كان متوسط نصيب الفرد ٤٠ كيلووات ساعة في السنة بينما يصل نصيب الفرد عام ١٩٦٤ إلى ١٦٠ كيلووات ساعة في السنة أى أنه تطور بزيادة ١٢ مرة عما كان عليه .

ويُنتظر أن يصل نصيب الفرد إلى ٤٧٠ كيلووات ساعة فى السنة عام ١٩٧٠ .

وقفة . . وكلمة :

من الواجب أن نقف لحظة قبل أن ننطلق فى الحديث عن قطاع الكهرباء فى بلادنا . نقف لنقول كلمة ، عما كان عليه هذا القطاع . وبسرعة ، نقول إن قطاع الكهرباء ، لم يزد عن بعض الجهود الفردية من ناحية . كصاحب مصنع لديه ما يحتاجه من الكهرباء . أو شركات أجنبية توزع الكهرباء داخل المدن الكبيرة . هذه كانت الصورة لقطاع الكهرباء . لكن بعد الثورة ، أخذ شكلا مختلفاً تماماً ، يمكن أن يقوم بالأعباء الضخمة فى عملية البناء الهائلة التى تجرى على أرضنا . فأصبحت هناك وزارة للكهرباء ، هى وزارة القوى الكهربائية تفرعت عنها ثلاث مؤسسات تقوم كل منها باختصاصها داخل القطاع . فى نواحى الإنتاج والإنشاء ، والتوزيع .

وبداية من عام ١٩٦٠ ، وبعد أن تخططت حياتنا . وبدأت الخطة الخمسية الثانية روعى فى الخطة أن تقوم بكل ما يلزم قطاعات الصناعة والزراعة ، والخدمات العامة . ولم تقف الخطة عند ذلك ، بل وضعت فى حسابها توصيل القوى الكهربائية إلى الريف . إن الريف من حقه أن ينال ماتناله المدينة . والكهرباء تلعب فى الريف دوراً هاماً ، وخطيراً ، إذ أنها تقوم بعملية تطوير شاملة فيه ، من إيجاد مصانع ، أو انتهاج الأساليب الحديثة فى الزراعة ، وتعميمها أو الخدمات العامة الشاملة . ولقد وضع تخطيط شامل لتوصيل الكهرباء إلى الريف وسيتم إنارة ٤٠٠٠ قرية خلال العشر سنوات القادمة . وفى نهاية هذا العام ، تكون الخطة الخمسية الأولى ١٩٦٠ — ١٩٦٥ قد انتهت ، وبدأت مرحلة جديدة ، هى بداية الخطة الخمسية الثانية ١٩٦٥ — ١٩٧٠ وهى أخطر مراحل حياتنا ، ففيها سننتقل إلى مرحلة التصنيع الثقيل ، وندخل مرحلة الانطلاق العظيم بعد أن أتممنا مرحلة التحول العظيم .

ومع بداية الخطة الخمسية الثانية ، ينبغى أن نعرف إمكانيات الخطة ، وما فيها ، وما تحققه وماذا خلفها ؟

الخطة الثانية :

وقبل أن نبدأ الحديث عن الخطة الخمسية الثانية ، التى تقوم وزارة القوى الكهربائية بمسئولية تنفيذها ينبغى أن نعرف أن الطاقة الكهربائية المولدة فى بلادنا قد ارتفعت من أقل مليار كيلووات ساعة فى السنة عام ١٩٥٢ إلى أكثر من ٥ مليار كيلووات ساعة عام ١٩٦٤ ، وينتظر أن يرتفع حجم الطاقة المولدة إلى أكثر من ١٤ مليار كيلووات ساعة عام ١٩٧٠ مع انتهاء الخطة الخمسية الثانية .

هدف الخطة :

تهدف الخطة الخمسية الثانية فى قطاع الكهرباء إلى توفير الطاقة الكهربائية لجميع الأغراض الصناعية والزراعية والمرافق العامة والإنارة . ولكن . . كيف يمكن توفير هذه الطاقة ، مع التوسعات الهائلة فى البناء ، والتى تغطى جميع أنحاء البلاد ؟

إن الإجابة على هذا السؤال ، يحمله مشروع الخطة . يقول المشروع ، إن توفير الطاقة المطلوبة لجميع الأغراض السابقه ، يكمن فى هذه النقط :

* إتمام شبكة الربط والنقل ذات الجهد الفائق حتى يمكن الاستفادة من الطاقة الكهربائية فى أى منطقة من

المناطق ، وتشغيل وحدات التوليد ذات الكفاءة العالية توفيراً للوقود .

استكمال شبكات التوزيع ذات الجهد العالى المتوسط والمنخفض بحيث يمكن توصيل الطاقة الكهربائية إلى جميع المستهلكين ؛

* تدعيم شبكات التوزيع فى المدن الرئيسية وخاصة القاهرة والأسكندرية وإجراء التعديلات اللازمة بالشبكات حتى يمكن ضمان استمرار التغذية .

* البدء فى مشروعات لكهربة الريف على أساس توفير إمكانيات التنمية الاجتماعية والاقتصادية .

* تنفيذ محطات التوليد بحيث تفى بمتطلبات السنوات الأولى من الخطة الخمسية الثانية .

* استكمال الدراسات اللازمة لتنفيذ محطة مائية لذروة الأحمال لضمان التشغيل الاقتصادى لمرفق الكهرباء وإنتاج الكهرباء بأقل التكاليف .

توفير الإمكانيات العلمية والفنية التى تؤدى إلى إدارة مرفق الكهرباء على مستوى عال من نواحى التنفيذ والتشغيل .

هذا عن كيفية توفير الطاقة المطلوبة من الكهرباء . فكيف يمكن إذن تقدير الطاقة المطلوبة ؟

إحتياجات المرحلة :

إن وزارة القوى الكهربائية ، قد وضعت أمامها نقطاً معينة ، يقوم على أساسها تقرير الطاقة الكهربائية المطلوبة وهذه هى النقط :

* الأغراض العامة وتشمل احتياجات الاستهلاك المنزلى والاستهلاك التجارى والصناعات الصغيرة والإنارة العامة ، بجوار احتياجات المرافق العامة مثل عمليات مياه الشرب وعمليات المجارى . وقد حسب التطور فى احتياجات هذا القطاع على أساس التطور فى الماضى ، أى حوالى ١٢٪ سنوياً .

* احتياجات الصناعة على أساس تقدير الاحتياجات الفعلية للمصانع القائمة حالياً والتوسعات المنتظرة فيها مضافاً إليها مشروعات الخطة الخمسية الأولى للصناعة الجارى تنفيذها حالياً ، وكذلك مشروعات الخطة الخمسية الثانية للصناعة ، وقد حسبت احتياجاتها على الوجه الآتى :

١ — إضافة إحتياجات الصناعات الكبيرة والتى يزيد حملها الأقصى عن ١٠ ميجاوات بكامل قيمتها على أساس تشغيلها بالكامل طوال ساعات اليوم .

٢ — إضافة إحتياجات الصناعات الصغيرة والتى تقل عن ١٠ ميجاوات مع تخفيضها بنسبة ١٫٤٣ على أساس عدم حاجتها إلى كامل القدرة فى ساعة ذروة الحمل .

* قطاع الزراعة ويشمل إحتياجات الرى والصرف وقدرت إحتياجاته على أساس :

١ — الأحمال الفعلية على محطات طلمبات وزارة الرى القائمة والجارى تنفيذها .

٢ — إحتياجات مؤسسة تعمير الصحارى ومؤسسة تعمير الأراضى لاستصلاح المساحات المقررة فى الخطة الخمسية الأولى والخطة الخمسية الثانية والمعتمدة من لجنة الخطة .

٣ ـ عدم أخذ معامل للتفاوت فى دورة الأحمال نظراً لأن تقديرات الرى حسبت على أساس تشغيل طول ساعات اليوم ، ولكن روعى استنزال المساحات التى تخدم حالياً بواسطة ماكينات الديزل .

* كهربة الريف إذ لا شك أن تطور الريف من ناحيته الاجتماعية والاقتصادية مرتبط تماماً بوصول الطاقة الكهربائية إليه . ولذلك فقد اشتملت الخطة على توصيل التيار الكهربائى إلى ١٤٠٠ قرية لخدمة الزراعة وتغذية المرافق العامة .

مشروعات الخطة :

بقى أن تعرف ، ماذا بداخل الخطة من مشروعات . وقبل أن نتحدث عنها بالتفصيل ، نركزها فى السطور الآتية :

١ ـ محطات التوليد .

٢ ـ شبكات التوزيع الرئيسية .

٣ ـ شبكات جهد عال ومتوسط ومنخفض .

٤ ـ الدراسات والتدريبات ومعدات التركيب .

وبالتفصيل نتحدث عن كل واحدة من هذه النقط .

١ ـ محطات التوليد :

* محطة كهرباء أسيوط بقدرة ٣ × ٣٠ ميجاوات ، وتتكون من ٣ وحدات بخارية كل وحدة قوة ٣٠ ميجاوات . تبدأ الوحدة الأولى عملها فى فبراير ١٩٦٦ والثانية فى إبريل من نفس العام والثالثة فى النصف الأول من عام ٦٦/٦٧ .

* محطة توليـد غرب القاهرة بقدرة ٤ × ٨٧٫٥ ميجاوات وتتكون من ٤ وحدات تجارية قدرة كل وحدة ٨٧٫٥ ميجاوات . تبدأ الأولى عملها فى أكتوبر القادم ، والثانية فى ديسمبر سنة ١٩٦٥ والثالثة فبراير سنة ١٩٦٦ والرابعة لم يتم التعاقد عليها بعد .

* توسيع محطة جنوب القاهرة بقدرة ٢ × ٦٠ ميجاوات والمشروع عبارة عن توسيع محطة جنوب القاهرة بوحدتين تجاريتين قدرة كل منهما ٦٠ ميجاوات ، عملت الأولى خلال شهر ديسمبر ١٩٦٥ والثانية فبراير القادم والثالثة فى أغسطس ١٩٦٦ .

* توسيع محطة دمنهور بقدرة ٣ × ٦٥ ميجاوات . تعمل الأولى فى سبتمبر سنة ١٩٦٦ والثانية فى ديسمبر سنة ١٩٦٦ والثالثة أغسطس سنة ١٩٦٧ .

* توسيع محطة السيوف بقدرة ٢ × ٣٠ . تعمل الأولى فى أكتوبر سنة ١٩٦٦ والثانية فى أغسطس سنة ١٩٦٧ .

* إنشاء محطة الكهرباء فى السويس بقدرة ٤ × ٢٥ ميجاوات ، وهى عبارة عن ٤ وحدات قدرة كل منها ٢٥ ميجاوات . تعمل الأولى فى ابريل ١٩٦٥ ، والثانية فى يوليو ١٩٦٥ ، والثالثة تعمل فى ديسمبر ١٩٦٥ القادم والرابعة فبراير ١٩٦٦ .

إنشاء محطة المكس الغازية بقدرة ٢ × ١٣٫٨ ميجاوات . وتتكون من وحدتين غازيتين قدرة كل منهما ١٣٫٨ ميجاوات . تعمل الأولى فى أكتوبر القادم والثانية فى ديسمبر من نفس العام .

* إنشاء محطة السد العالى الهائلة وتتكون من ١٢ وحدة توليد مائية قدرة كل منها ١٧٥ ميجاوات تعمل

الأولى والثانية فى آخر عام ١٩٦٦ . والثالثة والخامسة فى آخر ١٩٦٧ . والسادسة والتاسعة فى آخر عام ١٩٦٨ . والعاشرة والثانية عشر فى آخر عام ١٩٦٩ .

٢ — شبكات التوزيع الرئيسية :

* إنشاء خط جهد ١٣٢ كيلو فولت من أسوان إلى إسنا إلى جنوب قنا وينتهى العمل فى الخط الأول خلال عام ١٩٦٥ والخط الثانى خلال عام ١٩٦٦ .

* إنشاء محطتى محولات كوم امبو واسنا جهد ١٣٢/٣٣ ك . ف . ويشمل المشروع محطتى محولات قنا والرمادى جهد ٣٣/١١ ك . ف . تبدأ محطة كو امبو واسنا العمل فى عام ١٩٦٥ . ومحطة قنا خلال نفس العام والرمادى خلال عام ١٩٦٦ .

* إنشاء محطتى محولات إدفوا وجنوب قنا جهد ١٣٢/٣٣ ك . ف . تبدأ العمل خلال عام ١٩٦٦ .

* إنشاء خطوط الربط الكبرى جهد ٢٢٠ ك . ف . بين محطتى شمال وجنوب القاهرة . ومن القاهرة إلى السويس ، ومن القاهرة إلى الأسكندرية ، ومن القاهرة الزقازيق إلى الإسماعيلية إلى السويس .

* إنشاء محطات محولات جهد ٢٢٠ ك . ف بمحطتى توليد شمال القاهرة وجنوب القاهرة والتحرير والأسكندرية والإسماعيلية ، كذلك إنشاء مركز للتحكم لجميع المناطق . وينتهى العمل فى محطات المحولات عام ١٩٦٥ والخطوط شمال القاهرة — جنوب القاهرة — جنوب القاهرة/السويس القاهرة / الأسكندرية خلال هذا العام . والقاهرة — الزقازيق — طلخا — والإسماعيلية — الزقازيق ، والإسماعيلية — السويس ، وطلخا — التحرير ، خلال عام ١٩٦٦ .

* إنشاء الخط ٥٠٠ ك . ف . من محطة السد العالى إلى القاهرة خط مزدوج جهد ٥٠٠ ك ف . وتنتهى الدائرة الأولى منه فى عام ١٩٦٧ .

٣ — شبكات جهد عال ومتوسط ومنخفض :

وتنقسم هذه الشبكات إلى قسمين :

١ — شبكات المدن ، وقد اتضح أن بعض المدن تم توصيلها فعلا بالشبكات العامة خلال الخطة الخمسية الأولى ، ومدنا أخرى لا تزال تنار بواسطة محطات توليد ديزل ، وهذه قاصرة عن أن تفى بمطالب المدن ، كذلك هناك بعض المدن البعيدة عن الشبكات ، ولم تصل إليها الكهرباء بعد . وقد وجد أن المدن التى تنار عن طريق شبكات خاصة بها ، أو عن طريق الشبكات العامة ، تحتاج شبكاتها إلى تدعيم وتوسيع على أسس علمية سليمة ، حتى يمتنع انقطاع التيار . وقد حصرت إحتياجات المدن من المحولات والكابلات وماكينات الديزل بحيث تفى باحتياجات الإنارة والمرافق العامة والمصانع الموجودة بهذه المدن .

٢ — كهربة الريف ، وهذه قد روعى ما تحتاجه القرية داخل إطار الخطة العامة للدولة ، من إقامة مصانع ، أو إيجاد خدمات عامة بها . كذلك روعى ما يمكن أن تلعبه الكهرباء فى القرية من ناحيتها الاجتماعية والاقتصادية وداخل خطة الوزارة توصيل الكهرباء إلى ١٤٠٠ قرية موزعة داخل الجمهورية .

٤ — الدراسات والتدريب ومعدات التركيب :

وفى هذه الناحية ، فقد روعى أن الخطوط التى تعمل بجهد ٥٠٠ كيلو فولت ، والتى تعد من أعلى الجهود

المستخدمة فى العالم ، تحتاج إلى صيانة فنية خاصة . كذلك الدراسات العلمية والتنفيذ . يجب أن يكون على أعلى المستويات العلمية الحديثه . كل ذلك روعى أن يجهز له الفنيون ، حتى لا تتعطل خطوات التنفيذ . ومما كنا نسير بخطى سريعة فى نواحى حياتنا ، فقد رؤى تخصيص مؤسسة تقوم بعملية الإنشاءات ، حتى يمكن أن تلاحق سرعة تطورنا .

* * *

وبعد . . .

إن وزارة القوى الكهربائية ، تواصل جهوداً عظيمة بدأتها منذ الخطة الخمسية الأولى ، واستمراراً فى الخطة الخمسية ، من أجل أن تربط الجمهورية ، بقراها ومدنها ، ونواحيها النائية بشبكة ضخمة من الكهرباء حتى يمكن أن تقف جمهوريتنا مع أرقى الدول وأكبرها ، وحتى نستعيد مجداً عرفه أجدادنا عندما كانوا سادة العالم . إن الكهرباء أصبحت الآن فى حياتنا القاعدة التى تستند إليها حياتنا فى شتى نواحيها .

واقد قال الميثاق :

إن وصول القوى المحركة إلى كل مكان فى مصر ، هو شرارة الثورة القادرة على تحريك طاقات التغيير الجذرى اقتصادياً واجتماعياً من التخلف الذى كان ، إلى التقدم الذى يتطلع إليه النضال الوطنى » .

إن وزارة القوى الكهربائية تقيم القاعدة العريضة لزحفنا المقدس إلى مجتمع يسوده العدل والرفاهية .

الصناعات الكيماوية

تحولت طلائع دفاعنا الثورى إلى مرحلتنا الجديدة .. مرحلة الانطلاق العظيم التى تتجدد فيها طاقات العمل الخلاق فى صنع الحياة على أرضنا ، وانتصار إرادة الإنسان العربى وحقه فى أن يحدد مستقبله ويملك مصيره وفى هذه المرحلة بالذات تبرز الأهمية العظمى للدور الذى تقوم به الصناعات العربية فى مختلف مجالاتها الحيوية الهامة وبخاصة مجال الصناعات الكيماوية التى تعتبر دعامة رئيسية يرتكز عليها الإنتاج الصناعى فى معظم قطاعاته .

وقد أسهمت المصانع الحربية بنصيب وافر فى إنشاء عديد من الصناعات الكيماوية بالجمهورية العربية المتحدة .

وشركة مصر الجديدة للكيماويات الحربية والمدنية (مصنع ٨١ سابقاً) من أولى شركات المصانع الحربية التى قامت لخدمة هذه الأغراض ، فقد قامت الشركة فى بدء الثورة بإنتاج المنتجات التالية إلى جانب إنتاجها للأغراض الحربية :

— فتيل الأمان والفتيل المتفجر .

— المساحيق المعدنية .

— المخاليط النارية والوقود الجاف .

— الهكسامين .

— الفورمالدهيد .

— طلاء المعادن .

— البويات .

فالشركة تقوم بإنتاج الفتيل اللازم لعمليات التفجير للأغراض الحربية وكذلك للأغراض المدنية فى أعمال المناجم والمحاجر هذا وقد ساهمت الشركة بدورها فى أعمال المشروع العظيم مشروع السد العالى وذلك بتلبية احتياجاته من الفتيل اللازم لأعمال التفجير . وتنتج المساحيق المعدنية بأنواعها المختلفة والتى تدخل فى صناعة أجود أنواع البويات وينتج بودرة الزنك اللازمة لصناعة الأصباغ وبودرة البرونز اللازمة فى صناعة البويات .

وتنتج الشركة مادة الهكسامين التى تدخل فى صناعة الأدوية والبلاستيك والوقود الجاف كما تلبى الشركة جميع احتياجات السوق المحلية من مادة الفورمالدهيد اللازمة فى صناعة الغزل والنسيج وصناعة الأدوية ، وعندما زاد طلب السوق المحلى على هذه المادة .

قامت الشركة بأعمال التوسعات وأنشأت وحدة لإنتاج مادة الفورمالدهيد بطاقة إنتاجية ٩٠٠٠ طن / السنة — هذا وقد بدأت هذه الوحدة فى الإنتاج لإمداد شركات الأصباغ الصناعية والخشب الحبيبى باحتياجاتها من مادة الفورمالدهيد .

وبالشركة قسم لطلاء المعادن يقوم بأعمال الطلاء المختلفة لمختلف الشركات :

وتقوم الشركة حالياً بإتمام الأعمال الإنشائية لقسم البويات الذى سيمد الشركات المختلفة باحتياجاتها من البويات .

وفيما يلى بيان بالانتاج المدنى للشركة فى السنوات الخمس الأخيرة :

الصنف	الوحدة	١٩٦٠/٥٩	١٩٦١/٦٠	١٩٦٢/٦١	١٩٦٣/٦٢	١٩٦٤/٦٣
فتيل الأمان	ألف متر	٣٤٠٠	٣٧٠٠	٥٨٠٠	٤٢٠٠	٤٠٠٠
الفتيل الانفجارى	« «	٧٥٠	٩٧٠	٤٦٠	١٥٠٠	١٥٠٠
بودرة الألومنيوم	طن	—	١١,٢٨٠	١٥,٨٥	٣,٥٨٠	٣,٥٢٥
بودرة البرونز	«	—	—	—	٧,٤٩٠	٦,٣٠٠
بودرة الزنك	«	—	—	—	٤,٦٠٠	٢١,٩٢٠
وقود جاف	ألف قرص	—	١٦٠٠	١٨٠٠	٤٦٠٠	١٢٠٠٠
فورمالدهيد	طن	١٩٩	٣٢٢	٤٧١	٣٣٥	١٣٢
هكسامين	«	٥٣	٢٩	٤	٤٦	٨٤

وكمعقل من أهم معاقل الصناعات الكيماوية قامت شركة أبى زعبل للكيماويات الحربية والمدنية (مصنع ١٨ الحربى سابقاً) .

وتقوم هذه الشركة بتصميم وإنتاج النيتروسليلوز الصناعى بأنواعه وهو يدخل فى صناعة اللاكيهات والبويات وورق السلوفان ودبغ الجلود . . إلخ .

كما أنها تنتج بارود خرطوش الصيد الذى يستعمل فى الصيد والرياضة .

والأثير الصناعى من منتجات الشركة أيضاً . . إذ أنه لما كانت الوحدة المخصصة تنتج الأثير الصناعى بطاقة تزيد عما يلزم لإنتاج البارود فقد قام الفنيون بالشركة بتصميم وإنشاء وحدة لإنتاج أثير التخدير . وأثير المعامل أصبحت تغطى احتياجات الجمهورية العربية بل أنها على استعداد لتحقيق الانتاج اللازم للتصدير منافسة بذلك أكبر مصانع الأدوية العالمية .

وتقوم شركة أبى زعبل للصناعات الكيماوية الحربية والمدنية بإنتاج الديناميت بأنواعه . الجيلاتينى والبودرة والسيزويك العربى . إلخ . وإنه لمن دواعى الفخر لهذه الشركة التى تعمل فى صمت أنها أنتجت كل الديناميت الذى استخدم فى تفتيت الصخور لأضخم وأهم مشروع من مشروعات الثورة ألا وهو « السد العالى » هذا بالإضافة إلى الديناميت اللازم للمناجم والمحاجر والتنقيب عن البترول ومناجم الفحم . إلخ . وتقوم الشركة بتصميم وإنتاج الديناميت المناسب لكل غرض بكفاءة وبمواصفات عالية .

وليس هذا كل إنتاج الشركة فهى تقوم أيضاً بإنتاج مادة البرابنتروتلوين ، وهى مفرقع أساسى يستخدم فى المناجم ومواد الدايتروتلوين والترى أيول التى تدخل فى صناعة الديناميت ويجرى الآن مشروع لإنتاج النيتروبنزين والانيلين وهما من أهم المواد الوسيطة فى صناعة الصبغات .

وبجانب إنتاج المفرقعات والبارود وأثير التخدير والمواد الوسيطة للصبغات توجد وحدة لتجميد الزيوت النباتية لصناعة المسلى الصناعى وكذا إنتاج الجلسرين الصناعى وإنتاج حامض الاستياريك .

وفيما يلى بعض الأرقام التى توضح حجم الإنتاج المدنى الذى أمكن تحقيقه بجانب الإنتاج الأساسى للشركة وهو الإنتاج الحربى :

تدرج الانتاج المدنى خلال خمس سنوات (بالطن)

الصنف	١٩٦٠/٥٩	١٩٦١/٦٠	١٩٦٢/٦١	١٩٦٣/٦٢	١٩٦٤/٦٣
نيتروسليلوز صناعى	١٣٫٣٠١	٢٣٫٤١٦	٩١٫٦٢٢	١٣٥٫١٣٨	٩١٫٨٧٠
كلوديون	٥٫٧٩١	١١٫٠٣٠	—	—	٢١٫٥٥٠
بارود الصيد والتدريب	٢٦٫٥٦٠	١٧٫٠٢٠	٢٠٫١٢٠	١٥٫١٤٢	٩٫٢٧٩
أتير طبي ومعامل	—	—	٠٫١٧٠	١٠٫٧١٣	٢٦٫٤٥٠
تكرير وتجميد زيوت	—	—	١٨٫٧٢٨	٢١٠٫٣١٦	٨٢٦٫٩٧٢
جلسرين صناعى	—	—	٥٫٣٦٠	٧٩٫٠٩٤	—
حامض إستياريك	—	—	١٫١٥٠	—	٢٫٣٥٧
ديناميت	٧٨٨٫٨٠٤	١٨٥٧٫١٨٠	٢٢٥٨٫٠٢٠	٢٩٩٣٫٧٨٠	٢١١٩٫١٦٠

إنتاج الشركة من الديناميت الذى استخدم فى مشروع السد العالى (بالطن)

١٩٦٠/٥٩	١٩٦١/٦٠	١٩٦٢/٦١	١٩٦٣/٦٢	١٩٦٤/٦٣	٦٥/٦٤ (آخر مايو)
٨٤	١٢٠٠	٨٥٨٫٩٨٠	٢٠٧٣٫١٦٠	٧٦٨٫٩٠٠	١٢٦٦٫٣٩٥

إجمالى الديناميت المنتج للسد العالى ٦٢٥١٫٤٣٥ طناً حققت وفراً بالعملات الصعبة ١٫٢٥٠٫٠٠٠ جنيه مصرى .

وإنه لجدير بالذكر أن جميع العمال الذين يعملون فى هاتين الشركتين العربيتين من العمال العرب تم تدريبهم محلياً على هذه الصناعات لذا أن جميع الخامات المستعملة فى الإنتاج خامات محلية . . ويتم الإنتاج على أسس وأساليب فنية تضمن سلامة الاستعمال وفاعليته .

ورغم تعدد المنتجات الكيماوية وتنوعها وما تحتاجه من دقة وعناية لتحقيق المواصفات المطلوبة التى تتصف بحدود سماح فى أضيق الحدود ورغم الخطورة التى يتصف بها إنتاج الكيماويات عموماً ورغم صعوبات تدريب الأفراد وحداثة عهدهم بهذه الصناعة فقد تضاعف الانتاج حوالى إثنى عشر مرة خلال خمس سنوات .

وأمكن تغطية احتياجات الجمهورية العربية المتحدة من جميع منتجاتها من الكيماويات المدنية مع تحقيق المواصفات العالمية .

مشروع إستصلاح وتعمير ٣١٢ ألف فدان بسهل جنوب بورسعيد وصحراء الصالحية

إعداد المهندس / علي عبد المجيد عمر « مدير المشروع »

يهدف هذا المشروع إلى استصلاح وتعمير ٣١٢ ألف فدان تحد :

شمالا — جسر واق بالحد البحري وبعض الحد الغربي ليفصل المنطقة تماماً عن بحيرة المنزلة .

وشرقاً — قناة السويس بين مدينتي الإسماعيلية وبورسعيد .

وجنوباً — تلال رملية تفصلها عن ترعة الإسماعيلية .

وغرباً — خليج قمري ومصرف بحر البقر وجزء من الجسر الواقي .

مصادر الري :

ويعتمد هذا المشروع في ريه على مياه ترعة الإسماعيلية المقرر توسيعها لمجابهة التوسع الزراعي المقترح عليها .

طرق الري :

١ — الري بالرش لمساحة ١٠٢٫٢٢٠ فداناً في المساحات ذات القوام الرملي .

٢ — الري السطحي لمساحة ٢٠٤٫٤٤٠ فداناً في المساحات ذات القوام الطفلي والطيني .

ووجود هذه المساحة الكبيرة في منطقة واحدة وقربها من مصدر المياه وموقعها الجغرافي الممتاز لقربها من بورسعيد والإسماعيلية ووجود خطوط ضغط عالي ٢٢٠ ك . ف تمر بحدود المنطقة ولوجود كذلك شبكة طرق تمر بالمناطق المتاخمة لهذا المشروع .

وتنقسم عمليات تنفيذ المشروع إلى أربعة أقسام :

أولا — استكمال الدراسات والأبحاث وإعداد مستندات المشروع وتشمل :

من إعداد خرائط كنتورية مختلفة المقاييس ، والأبحاث الجيولوجية الهيدرولوجية .

وذلك بدق العدد اللازم من آبار الاختبار لمعرفة مدى توفر المياه الجوفية بالمنطقة وكمياتها وأنسب الطرق لاستعمالها الاقتصادي الفني السليم المأمون .

وإعداد مستندات المشروع .

وإنشاء ثلاث مزارع تجريبية .

وإنشاء مراكز لتدريب العمال المصريين .

ثانياً — الأعمال العامة .

١ — الأعمال المدنية العامة :

وتشمل إنشاء مجاري الري والصرف والأعمال الصناعية المقامة عليها .

والأعمال الترابية لإنشاء جسر واق على طول الحد لأبين المنطقة من الجهة الشمالية .

والأعمال الترابية والصناعية لإنشاء مجرى مبطن جديد لترعة مياه الشرب بورسعيد في المسافة بين مدينة القنطرة إلى بورسعيد .

٢ — الأعمال الميكانيكية العامة .

(ا) إقامة محطتي الري الرئيسيتين على ترعة الإسماعيلية عند الكيلو ٩٠٠و٨٠ بالبر الأيسر لترعة الإسماعيلية بتصرف قدره ٢٥م٣/ث .

(ب) إقامة محطات الصرف الرئيسية وعددها خمسة .

(ج) إقامة عدد ١٨ محطة رفع على مجاري الترع الرئيسية وفروعها بمناطق الري السطحي .

وتبلغ قدرة هذه المحطات الخمسة والعشرون ٨٥٦٠ حصاناً إستاتيكيا وتدار هذه المحطات بواسطة الكهرباء .

٣ — الأعمال الكهربائية العامة :

(ا) إقامة محطات المحولات الكهربائية للتوزيع الإبتدائي وعددها ستة شاملة جميع المهمات وملحقاتها الكاملة .

(ب) تركيب الخطوط الكهربائية للنقل الفرعي على ضغط ٦٦ ك. ف المغذية لمحطات المحولات .

(ج) تركيب الشبكات الكهربائية للتوزيع الإبتدائي على الضغط ١١ ك . ف المقوية لمحطات الرفع لمحولات الإنارة للقرى والمراكز والعاصمة والمستعمرات السكنية .

ثالثاً — أعمال الإستصلاح :

مناطق الري بالرش لمساحة ١٠٢٢٢٠ فداناً وتشمل :

١ — نقل الأتربة وذلك لتمهيد الأرض وجعلها صالحة للري بالرش بحد أقصى ١٠٠ متر للفدان .

٢ — توريد وتركيب خطوط المواسير الثابتة من الأسبستوس باختلاف أقطارها وتبلغ ٧٠٠ ك . م .

٣ — توريد المواسير النقالي والرشاشات كاملة بالحوامل وملحقاتها وهي حوالي ٢٣٠٠٠٠ رشاش .

٤ — توريد وتركيب مجموعات محطات الضغط العالي وعددها ٥٥ محطة ومحولاتها وجميع ملحقاتها .

ويراعى ألا تزيد السرعة المتوسطة للمياه في المواسير الثابتة عن ٢ متر في الثانية وأن لا تزيد نسبة الفاقد عن ١٥٪ من الضغط في نهاية كل قطر من أقطار المواسير .

ويراعى ألا تزيد السرعة فى المواسير النقالى عن ٣ متر فى الثانية ولا يزيد ضاغط التشغيل عن ٣ ضغط جوى عند فوهة آخر الرشاش على أى خط متنقل كما لا يزيد معدل إعطاء المياه من الرشاش عن ٧ ملليمتر فى الساعة وأن لا يزيد قطر فوهة الرشاش عن ٦ مم .

(ب) مناطق لمساحات الرى السطحى لمساحة ٢٠٤٤٠ فداناً وتشمل :

١ — نقل الأتربة اللازمة لتسوية الأرض طبقاً لاحتياجات الرى وتشوين الأتربة اللازمة لاستكمال تكوين الجسور ٣٢٩٦٠٠٠م٣ .

٢ — أعمال ترابية فى الحفر والدم للمساق الرئيسية الفرعية ٦٥٣٨٠٠٠م٣ .

٣ — أعمال ترابية فى الحفر والردم لمساق الحوش مع عمل الجسور ٥٠٥٨٨٠٠م٣ .

٤ — أعمال ترابية فى الحفر والردم لإنشاء مراوى الدرجة الأولى ٥٧٤٤٣٠٠م٣ .

٥ — أعمال ترابية فى الحفر والردم لإنشاء مراوى الدرجة الثانية ٢١٠٧٦٥٠٠م٣ .

٦ — مصارف حقلية رئيسية وفرعية ١٠٨٦٧٥٠٠م٣ .

٧ — أعمال ترابية فى الحفر والردم لإنشاء مصارف الحوش ٩١٨٩٠٠٠م٣ .

٨ — أعمال ترابية فى الحفر والردم لإنشاء المصارف المجمعة ١٣٢٧٤٠٠٠م٣ .

٩ — أعمال ترابية فى الحفر والردم لإنشاء الزواريق ٣٢١٣٠٠٠٠م٣ .

١٠ — تبطين لمجارى الرى الحقلية بمختلف درجاتها فى الأراضى ذات القوام الرملى والطفلى ٣١٢٥٠٠٠م٣ .

الأعمال الصناعية اللازمة إقامتها على مجارى الرى والصرف الحقلية للتحكم فى توزيع المياه وتيسير المرور والتقاطعات .

(حـ) أعمال التعمير :

يبلغ عدد القرى بهذا المشروع ١٢ قرية زمام كل منها حوالى ٣٠٠ فدان ، ١٢ قرية مركزية زمام كل منها حوالى ٢٧٠٠٠ فدان والعاصمة وهى مقر لمحافظة جديدة ويشمل هذا المشروع :

أولا — المبانى السكنية :

مسكن منتفع	٣١٣٠٠	فيلات	٦٥
مسكن موظف	٤٥٦٨	استراحات	١٢
عمارات سكنية	٦		

ثانياً المبانى العامة :

مصلى ٩٢ ، ١٢ مسجد ، ١٠٥ مدرسة إبتدائية ، ١٣ مدرسة ثانوية فنية ، ١٢ إدارة ، ١٠٧ سوق ، ١٠٥ مخزن محاصيل ، ١٢ وحدة علاجية بشرية ، ١٢ مستشفى ، ١٢ ورشة لإصلاح الآلات ، ١٢ جراج عام ، ١٢ محطة وقود ، ١ محكمة إبتدائية ١٢ نقطة بوليس ، ١٢ نقطة مطافى ، ١٢ مطحن ، ١٢ نادى ومطعم ، ١٢ ساحة رياضية ، ١٢ مركز رعاية الحيوان ، ١٢ مركز تلقيح صناعى ، ١٢ مصنع لتصنيع الألبان ، ١٢ إدارة بريد .

على أن تزود هذه الوحدات المختلفة بالمياه والكهرباء وأعمال الصرف الصحى .

ثالثاً — محطة مياه الشرب وشبكات مياه الشرب الرئيسية بينها وبين القرى .

رابعاً — شبكات الطرق الرئيسية والفرعية لربط هذه المنطقة وتسهيل الإتصال بين القرى والمراكز والعاصمة والمدن المحيطة بها ويبلغ طولها ٥٠٥ كم .

وأعمال الحفر والردم للترع الرئيسية للمشروع حوالى ٣٣ مليون م٣ . ويبلغ طول المصارف بالمنطقة حوالى ٣٨٥ ك.م ومكعبات الحفر ١٥٫٥ مليون م٣ .

ولقد روعى أن لا تزيد أطوال المصارف الرئيسية المرتب عليها محطات صرف عن ٣٠ ك.م حتى لا يزيد زمام محطة الصرف عن ٣٠٠٠٠ فدان .

مواعيد نهو المشروع :

حددت فترة خمس سنوات لنهو أعمال هذا المشروع على أن تنفذ البرنامج حسب المراحل التالية :

١ — تتم الدراسات والأبحاث فى موعد لا يجاوز السنة الأولى .

٢ — لا يقل ما يتم إستصلاحه فى نهاية السنة الثانية عن ٥٠٫٠٠٠ فدان .

٣ — لا يقل جملة ما يتم إستصلاحه فى نهاية السنة الثالثة عن ١٥٠٫٠٠٠ فدان .

٤ — لا يقل جملة ما يتم إستصلاحه فى نهاية السنة الرابعة عن ٢٥٠٫٠٠٠ فدان .

٥ — يتم تسليم المساحات كلها مستصلحة فى نهاية السنة الخامسة .

وقدرت تكاليف هذا المشروع بحوالى ١٠٠ مليون جنيه .

اقتصاديات المشروع :

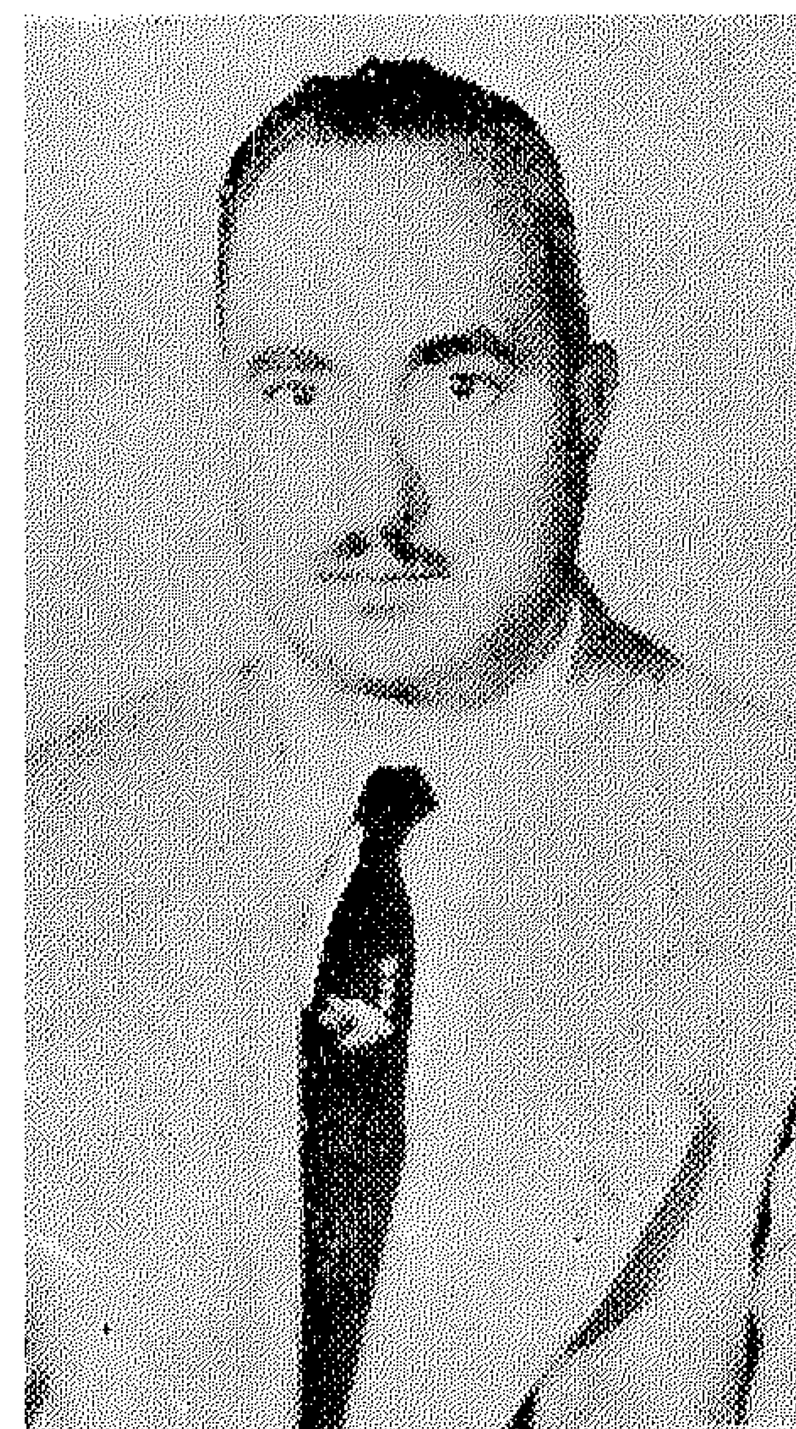
وسيساعد مقدر أنواع التربة لهذه المنطقة على تنويع المحاصيل الزراعية لهذا سوف يزرع بالمنطقة ٦٠ ألف فدان أرز يعقبه برسيم .

٥٦ ألف فدان أذرة وخضروات .

٦٥ ألف فدان بساتين وموالح .

وباقى المساحة ستزرع محاصيل زيتية وبقوليات وخضروات ومن دراسة اقتصاديات هذا المشروع تبين أن تكاليف الاستزراع خلال العشرة سنوات الأولى تبلغ نحو ٢٧ مليون جنيه ومن المنتظر أن يكون إجمالى الإيراد خلال هذه الفترة حوالى ٧٠ مليون جنيه أى أن صافى الدخل فى هذه المدة يصل إلى نحو ٤٣ مليون جنيه وبعد السنة العاشرة سيضاف للدخل القومى حوالى عشرة مليون جنيه سنوياً تصبح بعدها ١٢ مليون جنيه سنوياً هذا بخلاف صافى إيرادات الإنتاج الحيوانى وخلاف الدخل الناتج من بند قطاعات التصنيع الزراعى والتجارى .

وعند انتهاء المشروع ستبلغ عدد الأسر المنتفعة بهذه المنطقة ٦٢٤٠٠ أسرة بمتوسط خمسة أفراد بالأسرة أى ٣١٢٠٠٠ نسخة بخلاف جهاز الإشراف على هذه المنطقة من مهندسين وزراعيين وإداريين وميكانيكيين وملاحظين وعمال وخلافه ويقدر بعدد ٢٩٢٢ موظفاً و ٣١٤٢٨ عاملا .



Dr. M.S.M. ABOU-HUSSEIN :

— B.Sc. (Dist.), Cairo University, June 1945.

— D.I.C. Imperial College, London, December, 1948.

— Ph.D., London University, October, 1950.

— Assistant Professor, Faculty of Engineering, Cairo University.



Dr. MOHAMED NOUR AREF :

— B. Sc. Mech. Eng., Cairo University, 1944.

— M.Sc. Mech. Eng., Alex. University, 1950.

— Ph.D., College of Technology, Manchester University, 1953.

— Assistant Professor, Mech. Eng., Faculty of Engineering, Alexandria University.



Dr. ELSAYED M. BADAWY

— B.Sc. Degree in Mechanical Engineering, Alexandria University, June 1951.

— M.Sc. Degree in Mechanical Engineering, Alexandria University, June 1954.

— Ph.D. Degree in Mechanical Engineering. University of Minnesota, Minneapolis, Minnesota, U.S.A., July 1959.

— Lecturer of Machine design and Theory of Machines at the University of Alexandria.

ABOUT THE AUTHORS





Dr. YAHIA MOSTAFA EL-AGAMAWI :

— B.Sc. Chem. Eng. Faculty of Engineering, Cairo University 1947.

— Ph. D. Chem. Eng. Sheffield University, 1953.

— Assistant Professor, Faculty of Engineering, Cairo University.



Dr. ABDEL AZIZ FAHMY :

— B.Sc. Chem. Eng., Faculty of Engineering, Cairo University, 1947.

— Ph.D. Metallurgy, Sheffield University, 1953.

— Assistant Professor, Faculty of Engineering, Cairo University.

CONCLUSIONS

The following points can be drawn from the foregoing analysis :

1. It is possible to represent a cam-follower system at any instant by an equivalent mechanism of continuously varying shape due to the changing radius of curvature of cam profile. The accelerations of the follower as obtained from the acceleration diagrams of these equivalent mechanisms are simpler than if determined analytically.

2. Knowing the velocity and acceleration of the follower from its respective equivalent mechanisms, the radius of curvature of cam profile can be determined and cam profile constructed.

3. The minimum size of base circle can only be determined from the required follower acceleration at maximum lift.

4. In the case of flat follower, the maximum size of follower face can be specified from an extreme value of its velocity. Also, the location of the point of contact can be exactly determined.

REFERENCES

1. Kloomok, M. and Muffley, R.V. "Determintaion of radius of curvature for radial and swinging-follower cam systems", ASME meeting paper 55-5A-29.

2. Baxter, M.' "Curvature-acceleration relations for plane cams", ASME transactions July 1948, pp. 483-489.

3. Holowenko, A.R. and Hall, A.S., "Cam curvature", Machine Design, Aug. 1953, pp. 170-177, Sept. 1953 pp. 162-170, Nov. 1953, pp. 148-156.

6. Carver, W.B. and Quinn, B.E., "An analytical method of cam design" Mechanical Engineering, vol. 67, 1945, pp. 523-526.

4. Rosenauer, N. and Willis, A.H., "Kinematics of mechanisms" Associated General Publications, Sydney, Australia — 1953.

5. Holowenko, A.R., "Dynamics of machinery", New York — 1955.

7. Prentis, J.M., "On the use of equivalent mechanisms in the velocity and acceleration analysis of cams", Bulletin of Mechanical Engineering Education — Manchester University, No. 18, July 1960, pp. 72-79.



But, the follower acceleration a = ω^2. CN then, CN = a/ω^2

$$\text{Hence, } \rho = r_{bc} + x + \frac{a}{\omega^2} \quad \ldots\ldots \quad (19)$$

Equation 19 can also be obtained with greater clarity by employing the curvature theory. Consider the cam fixed and follower to be both reciprocating and rotating round the cam. Also consider the follower and cam as generating curve (g-g) and envelope (e-e) respectively. Hence their centers of curvature C_g and C_e are conjugate points. The pole P_{32} of the follower and cam can be obtained as in Fig. 8. According to the theory of generating curves C_g, K, P_{32}, C_e are collinear, Since C_g is at infinity, then $KP_{32}C_e$ is perpendicular to gg line and goes to C_g at infinity. Again, according to Aronhold's first theorem, since gg curve rotates about the fixed center O, then O will be on the return circle. Hence, the parallel from O to the gg curve cuts $KP_{32}C_e$ the normal to both the generating and envelope curves at the pole P_{32}. This is so also because the parallel from O to gg is perpendicular to the line of motion of the follower and gg. Since P_{32} and C_e are also on the return circle, hence the return circle passes through $OP_{32}C_e$.

From the geometry of both inflection and return circles which are equal and considering point K on the envelope curve (e-e), then P_{32} is its pole and C_e is its center of curvature.

Since it is known that the acceleration of P_{32} dencted by $a_p = \omega^2\delta$ in the direction $P_{32}W_o$, as given earlier in the third theorem then the acceleration of the follower is the vertical component (in direction of motion of follower) of this acceleration as explained in the previous analysis leading to equation (4). Therefore, the follower acceleration a

$$= a_p \sin\psi = \omega^2\delta . \frac{r_e}{\delta} = r_e\,\omega^2$$

Again, this yields the same value of radius of curvature in equation 19,

$$\rho = r + r_e = r_{bc} + x + \frac{a}{\omega^2} \quad \ldots\ldots \quad (20)$$

If the problem of wear is considered, the minimum value of ρ will normally have a definite value. Also interference is avoided if ρ is greater than zero at all points of the cam contour.

Equations such as 19 or 20 are useful in design considerations of this type of cam. For instance, with valve cams of the type generally used in internal combustion engines, the maximum follower deceleration occurs at full lift. In this case, it can be seen from equation 19 that for a given lift it is the maximum follower deceleration which determines r_{bc} and hence the overall size of the cam.

Furthermore, its is clear from Fig. 14a that the velocity of the follower (ω . ON) is a maximum when ON has its greatest value. Therefore, the necessary length of the face of the follower is determined by the extreme values of the follower velocity. Consequently, the size of the follower is unaffected by the value chosen for r_{bc}.

Unlike the roller cams, the exact point of contact between the follower and cam with this type of cam cannot be readily determined, since it has to be estimated with each tangent to the profile. But, if the lift curve is differentiated to give the velocity of the follower the distance ON can be calculated for all positions of the cam. The exact point of contact can then be defined and cam construction is much simplified.

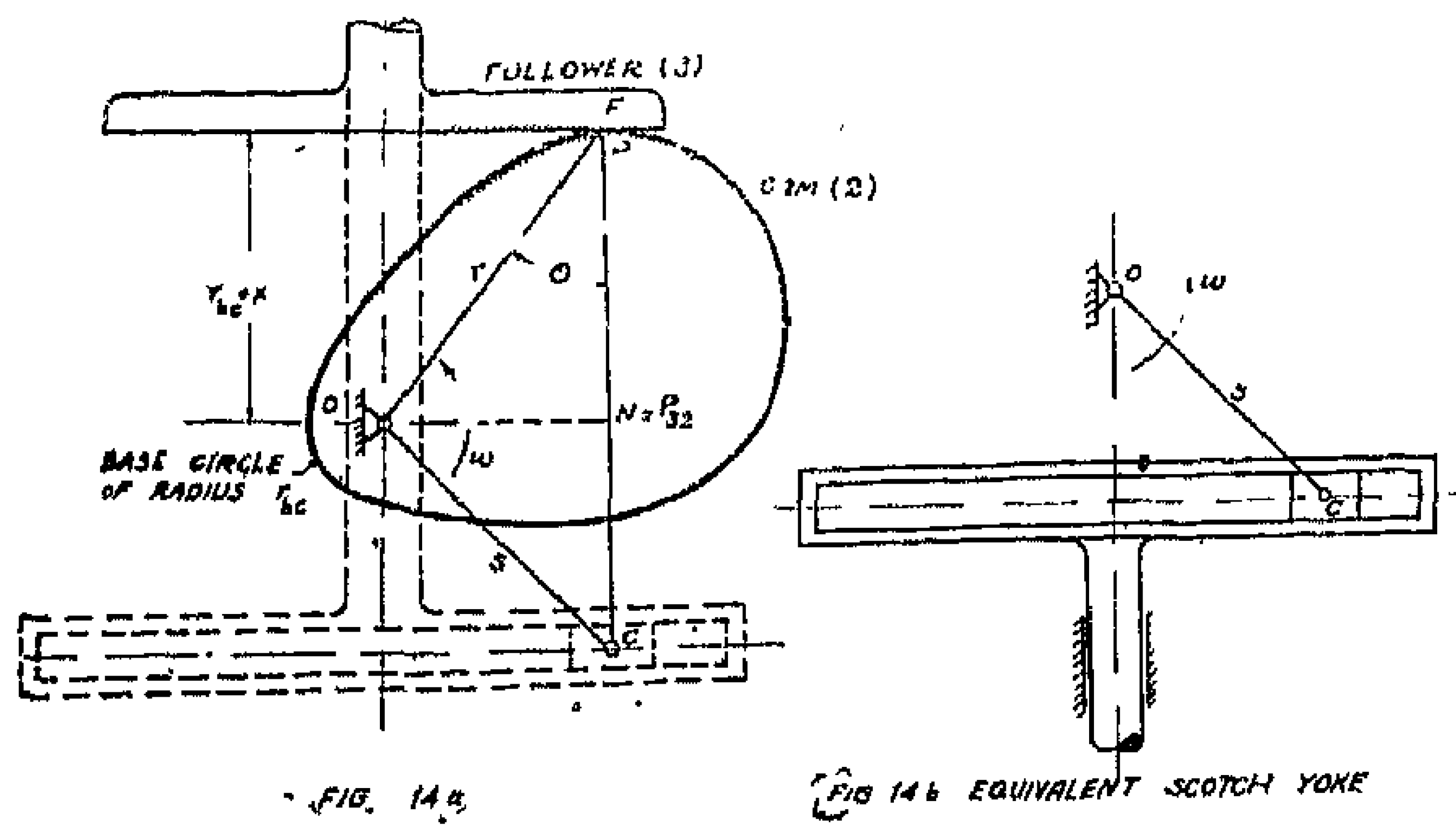


FIG. 14a   FIG 14b EQUIVALENT SCOTCH YOKE

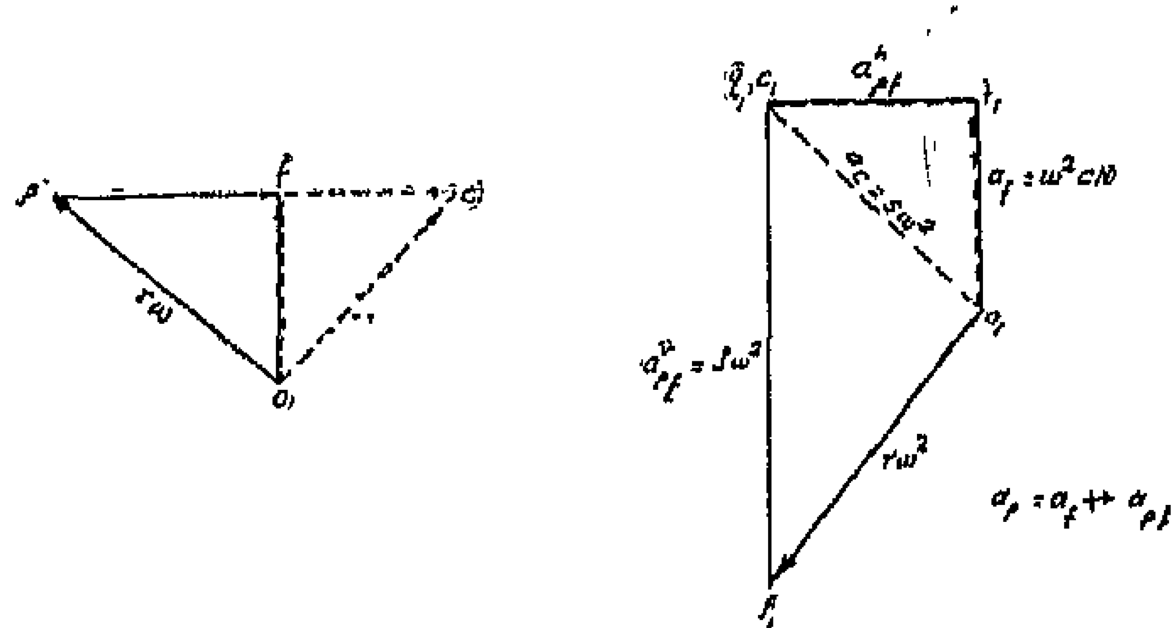
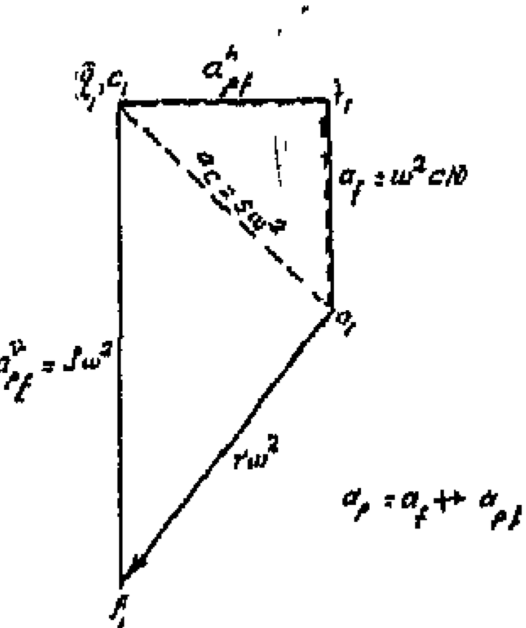



FIG 14c VELOCITY DIAGRAM   FIG 14d ACCELERATION DIAGRAM

RECIPROCATING FLAT-FACED FOLLOWER

(i) a sliding component f_1q_1 along the cam surface,

(ii) a rolling component of the cam on the follower and equals $\rho\,\omega^2$ as given earlier in the third curvature theorem. The total acceleration of P is $r\,\omega^2$, so that the triangles $o_1p_1q_1$ and OPC are similar. Therefore, $o_1q_1 = s\omega^2$ such that q_1 is also the point c_1 in the acceleration diagram for the equivalent mechanism in which OC is considered as a fixed crank rotating at uniform speed ω. It can be seen that the triangle ONC is similar to the scales of ω and ω^2 respectively. Thus, the velocity and acceleration of the follower are respectively ω. ON in the direction CN and ω^2. CN in the direction of CN also. Hence, it is clear that the equivalent mechanism yields the same velocity and acceleration in magnitude and direction as those of the original system and for each position of cam ρ has to be redefined accordingly.

In this case also the determination of the radius of curvature ρ is useful in deciding upon the proper profile of cam. Unlike the previous cases, ρ cam be determined here simply by considering the geometry of the equivalent mechanism. Another method using the theory of curvature for finding ρ will be included for greater clarity of the problem. A common method of drawing the cam contour with a flat-faced follower is the graphical inversion method in which the cam is made fixed and the follower face is made to rotate in opposite direction to the direction of cam rotation at the required lifts from a selected base circle. The cam contour is then simply the envelope of all these faces. It is necessary first to select a suitable radius r_{bc} for the base circle which forms the zero-lift portion of the profile. If r_{bc} is too small the profile will have two cusps and assumes the shape of a figure of eight producing an interference problem. The minimum value of r_{bc} can be derived from an expression of the radius of curvature S. Using the concept of equivalent mechanisms, ρ can be readily obtained.

Referring to Fig. 14a, if x is the lift of the follower then,

$$r_{bc} + x = \rho - CN$$

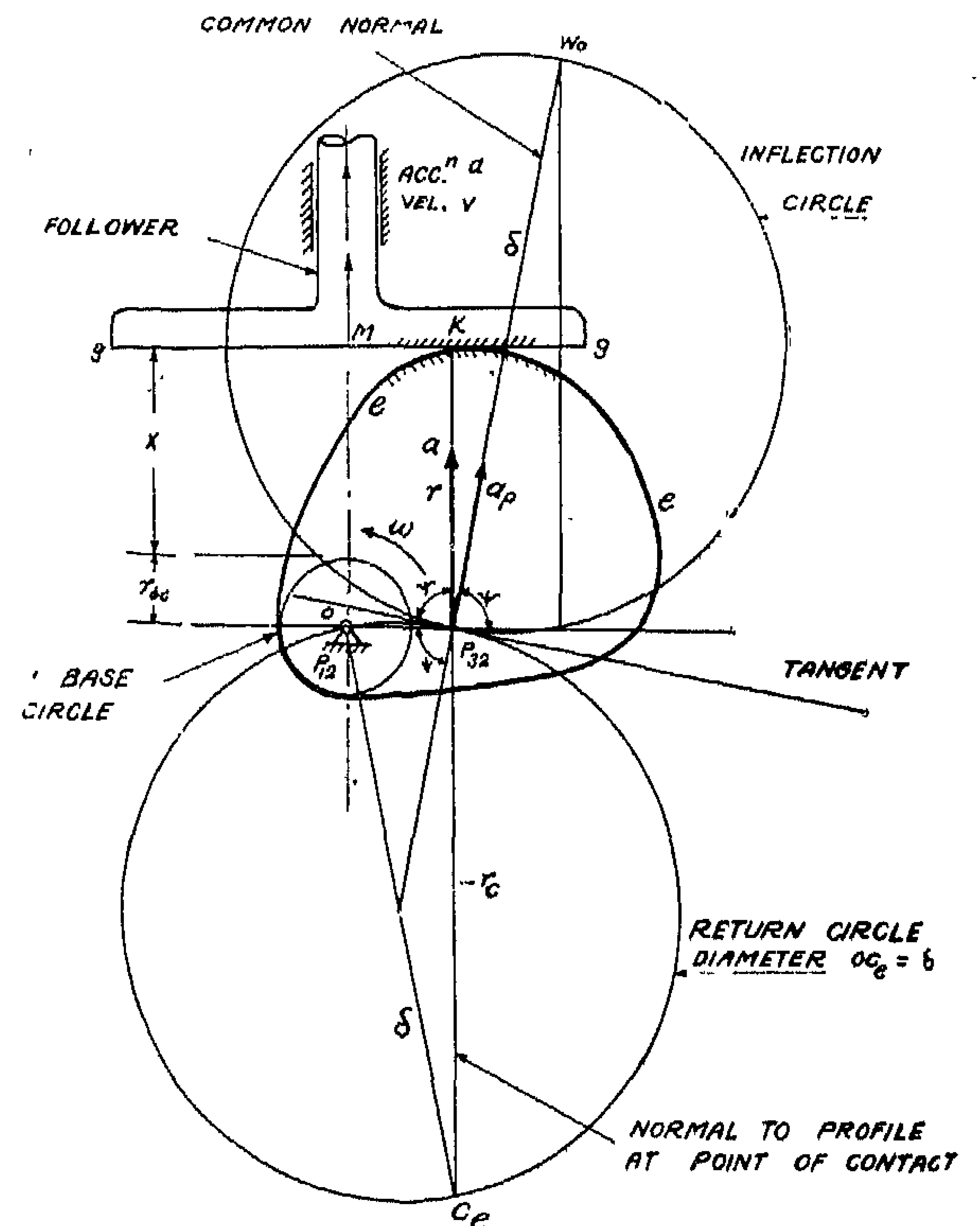


Fig. 15

Now, applying the quadratic form of the Euler-Savary equation

$$(P_{32}F)^2 = \rho \quad (FW_N) \quad \ldots\ldots \quad (15)$$

Consider the quadrangle $P_{32}W_1W_oW_N$ of Fig. 12, we have

$$\frac{P_{32}W_1}{\cos\beta} = \frac{P_{32}W_N}{\cos(\gamma-\beta)}$$

which upon substituting for β and γ with $\tan\beta = \frac{W_oW_1}{P_{32}W_1}$, $\cos\gamma = \frac{P_{32}A}{OP_{32}}$

and $\sin\gamma = \frac{OA}{OP_{32}}$ from Fig. 12 reduces to

$$P_{32}A = P_{32}W_N - \frac{W_oW_1}{P_{32}W_1} OA \quad \ldots (16)$$

Also, in the triangle $P_{32}P_{12}F$ in Fig. 12, we have

$$\frac{P_{32}F}{\sin\lambda} = \frac{P_{32}P_{13}}{\sin(90-\Theta)}$$

Substituting for $P_{32}P_{31}$ from equation (14) and from the triangle

$P_{13}DP_{13}$, $\sin\lambda = d/\sqrt{d^2+(k+Y)^2}$

Therefore $P_{32}F = a_F^n \;/(2\,\omega v\cos\Theta) \quad \ldots (17)$

Also, $P_{32}F = HA + AP_{32} - FH$

Substituting for AP_{32} from equation (16) yields

$$P_{32}F = (d + \frac{Y}{\tan\Theta})\cos\Theta + P_{32}W_N - \frac{W_oW_1}{P_{32}W_1} OA - \frac{Y}{\sin\Theta}$$

and substituting for W_oW_1 and $P_{32}W_1$ from equations (12) and (13), yields

$$P_{32}F = (d + \frac{Y}{\tan\Theta})\cos\Theta + P_{32}W_N - \frac{2\,a_F^n}{a_F^n}(d + \frac{Y}{\tan\Theta})\sin\Theta - \frac{Y}{\sin\Theta}$$

Hence, $FW_N = P_{32}F + P_{32}W_N$

$$FW_N = \frac{d\;a_F^n}{\omega v\cos\Theta} - (d + \frac{Y}{\tan\Theta})\cos\Theta + \frac{2\,a_F^t}{a^n_f}(d + \frac{Y}{\tan\Theta})\sin\Theta + \frac{Y}{\sin\Theta}$$

Therefore, from equation 15

$$= \frac{d^2\,(a^n_f)^2}{4\,\omega^2 v^2\cos^2\Theta\left[\frac{d\;a^n_f}{\omega v\cos\Theta} - (\frac{d+Y}{\tan\Theta})\cos\Theta + \frac{2\,a_F^t}{a^n_f}(d + \frac{Y}{\tan\Theta})\sin\Theta + \frac{Y}{\sin\Theta}\right]} \quad \ldots\ldots\ldots (18)$$

3. RECIPROCATING FLAT-FACED FOLLOWER

The case of a disc cam with a radial-motion flat-faced follower (6) is different from the previous cases in the nature of the contact between the cam and the follower. With a roller follower, the cam rolls and slides round different lines of contact at each angular position of cam. Of course, these lines of contact reduce to single points if the roller is replaced by a knife-edged follower. With a flat-faced follower, however, there is combined rolling and sliding between two surfaces. Therefore, the equivalent mechanism in this case is the Scotch Yoke mechanism depicted in Fig. 14b.

Fig. 14c shows the velocity diagram which obviously is similar to those of the previous cases. The solid lines in the acceleration diagram shown in Fig. 14d belong to the accelerations of the point P on the cam and F on the follower. The dotted lines are those of the equivalent mechanism. The acceleration of the point P on the cam and F on the follower. The dotted lines are those of the cam and F on the follower. The dotted lines are those of the equivalent mechanism. The acceleration of P relaltive to F on the follower is made up of two components;

In order to determine the radius of curvature ρ for this type of cam also, hold cam fixed and rotate the frame clockwise about the cam as shown in Fig. 12. Follower will rotate about the cam and oscillate about the pivot O_1 in the frame. O_1 will be P_{13}. One locus of P_{32} is N and the second locus is $P_{13}P_{12}$ called 1. Hence, P_{32} is the intersection of N and 1.

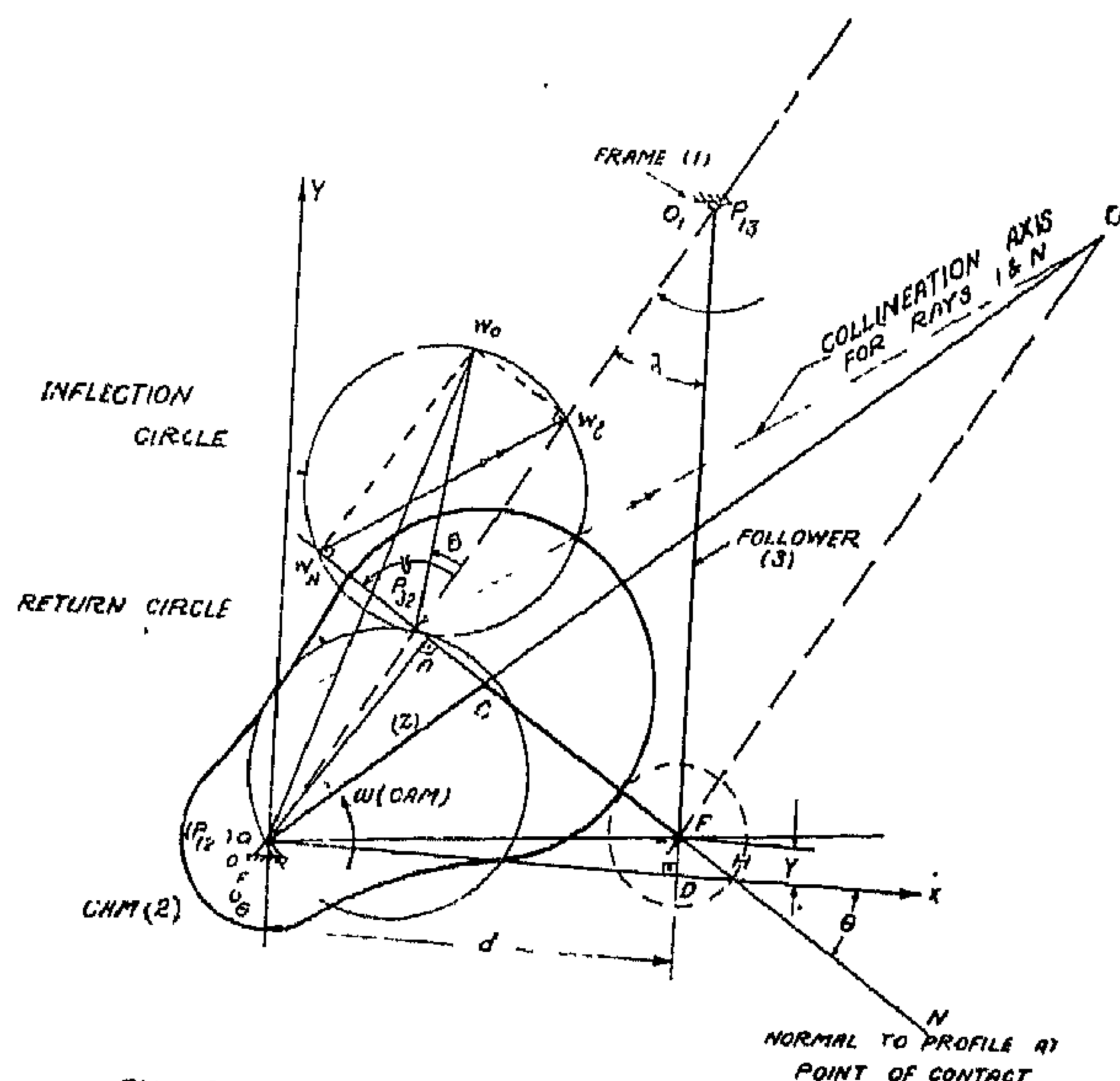


Fig. 12

In a similar manner to the analysis in case 1, QP_{32} is the collineation axis of rays 1 and N. Take $OP_{32} = P_{32}W_1$ and find W_N and inflection center W_o. Now, consider the cam rotating counterclockwise with the frame fixed. Let v_p = velocity of P on the cam coincident with F of the follower (knife edge) and equals ω (OP). In the case of a differential displacement and with a similar treatment as in case 1,

$BF = v_p \sin \alpha =$

$$v_p \frac{Y}{\sqrt{Y^2 + d^2}} = \omega\,(OP)\frac{Y}{(OP)} = \omega Y$$

$$P'B = v_p \cos \alpha = \omega\,(OP)\frac{d}{(OP)} = \omega d$$

$BF' = P'B \tan \Theta = \omega d \tan \Theta$

where Θ = pressure angle and v = velocity of follower

Hence $v = BF + BF' = \omega Y + \omega d \tan \Theta$

$$\text{and } \tan \Theta = \frac{v - \omega Y}{\omega d} = \frac{v}{\omega d} - \frac{Y}{d} \quad (10)$$

The acceleration of O_F is directed towards the inflection center and is givne by $\vec{a}_{o_F} = \omega^2 (\vec{OW_o})$. This acceleration will be resolved into two components; one parallel to OP_{13} $a^n_{o_F}$ and the other perpendicular to OP_{13} $(a^n_{o_F})$ As shown previously,

$\vec{a}_{o_G} = 0$ i.e. $a^t_{o_G} = 0$ and

$a^n_{o_G} = 0$

The follower oscillates in this case about P_{13} with an angular velocity ω_F and angular acceleration α_F. Considering the point O_F and since $\vec{a}_{o_G} = 0$, then the absolute accelerations of O_F are a_F^n and a_F^t, the two components of $\omega^2(\vec{OW_o})$

$$\text{Now, } \omega_F = \frac{\omega.\ OP_{32}}{P_{32}\ P_{13}} \quad \text{and} \quad v = v_F = \omega. \frac{OP_{32}}{P_{32}P_{13}}.\ P_{13}F$$

$$\text{Therefore, } P_{32}P_{13} = \frac{\omega}{v}\,(Op_{32})\ k \quad \ldots\ldots \quad (11)$$

where, k = length of the oscillating follower P_{13} F

From Fig. 12 we have $a^n_{o_F} = \omega^2. (OW_1) = 2\omega^2.\ OP_{32}$

$$\text{then, } a^n_F = \frac{2\ \omega^2.\ OP_{32}\,.k}{P_{12}P_{13}}$$

$$\text{therefore } OP_{32} = \frac{a_F^n \sqrt{d^2 + (k + Y)^2}}{2\ \omega^2\ k} \quad \ldots\ldots \quad (12)$$

$$\text{and } a_F^t = \frac{\omega^2\ W_1 W_o\ k}{P_{12}\ P_{13}}$$

$$\text{therefore } W_1W_o = \frac{a_F^t \sqrt{d^2 + (k + Y)^2}}{\omega^2 k} \quad \ldots\ldots \quad (13)$$

From equations 11 and 12 we have

$$P_{32}P_{13} = \frac{a_F^n \sqrt{d^2 + (k + Y)^2}}{2\ \omega\ v} \quad \ldots\ldots \quad (14)$$

but, since from equation 4 $W_1W_o = -a/\omega^2$

then, $$-\frac{a}{\omega^2}\cos\Theta = \frac{(Y/\cos\Theta)^2}{\rho} - \frac{Y}{\cos\Theta} - \frac{Y}{\cos\Theta} - \frac{v}{\omega}\sin\Theta$$

from which $$\rho = \frac{(Y/\cos\Theta)^2}{\frac{Y}{\cos\Theta} + \frac{v}{\omega}\sin\Theta - \frac{a}{\omega^2}\cos\Theta} \qquad \ldots\ldots\ldots (8)$$

1.2 *For a radial follower shown in Fig. 10*

$$PO = \frac{v}{\omega} \text{ and } PF = \sqrt{Y^2 + \frac{v^2}{\omega^2}}$$

The terms in equation 8 then become

$$\left(\frac{Y}{\cos\Theta}\right)^2 = \frac{Y^2\left(Y^2 + \frac{v^2}{\omega^2}\right)}{Y^2} = Y^2 + \frac{v^2}{\omega^2}$$

$$\frac{Y}{\cos\Theta} = \sqrt{Y^2 + \frac{v^2}{\omega^2}}$$

$$\frac{v}{\omega}\sin\Theta = \frac{v^2}{\omega\sqrt{\omega^2 Y^2 + v^2}}$$

$$\frac{a}{\omega^2}\cos\Theta = \frac{aY}{\omega\sqrt{\omega^2 Y^2 + v^2}}$$

and substituting these terms in equation (8) yields

$$\rho = \frac{(\omega^2 Y^2 + v^2)^{3/2}}{\omega(\omega^2 Y^2 + 2v^2 - aY)} \qquad \ldots\ldots\ldots (9)$$

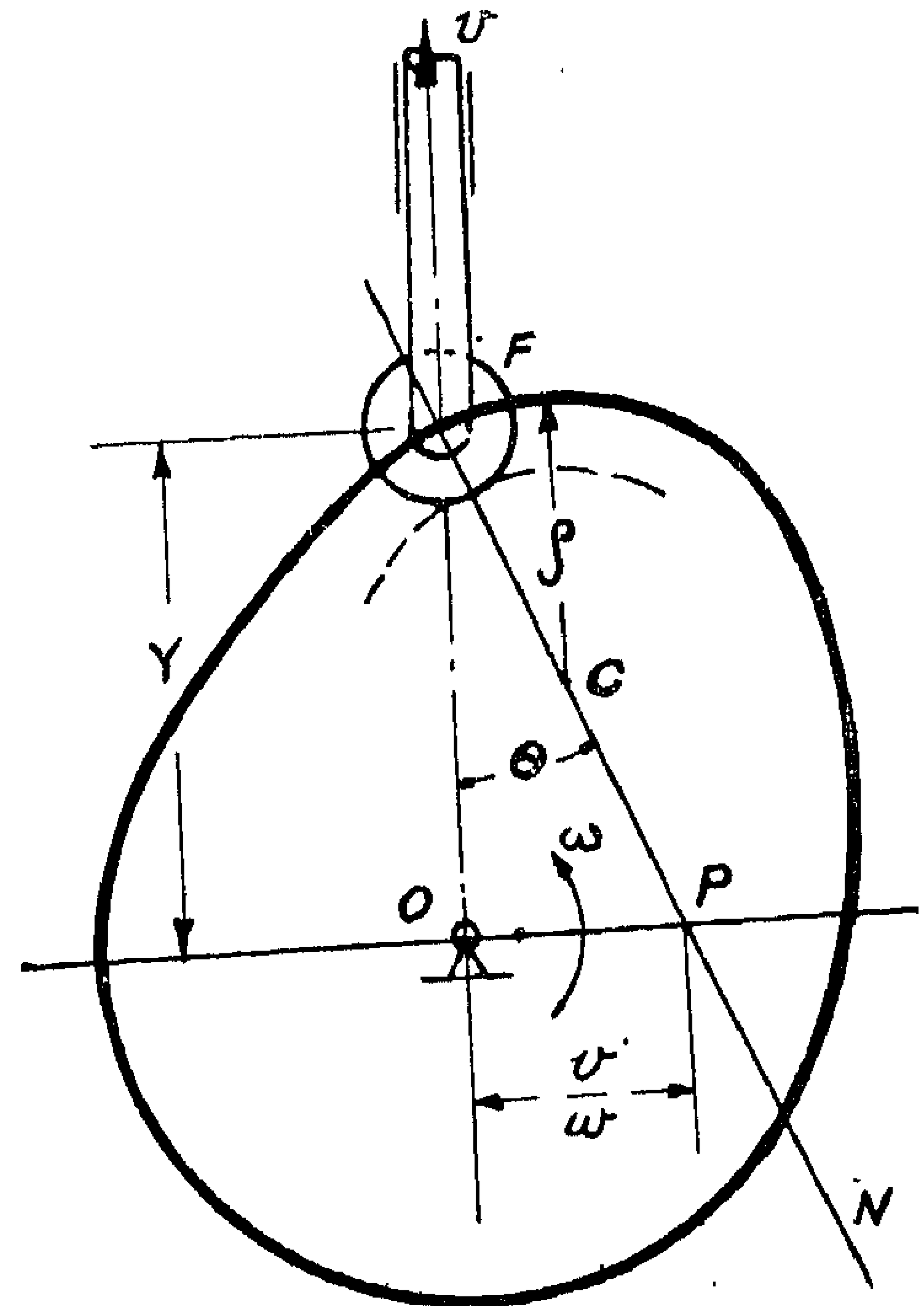
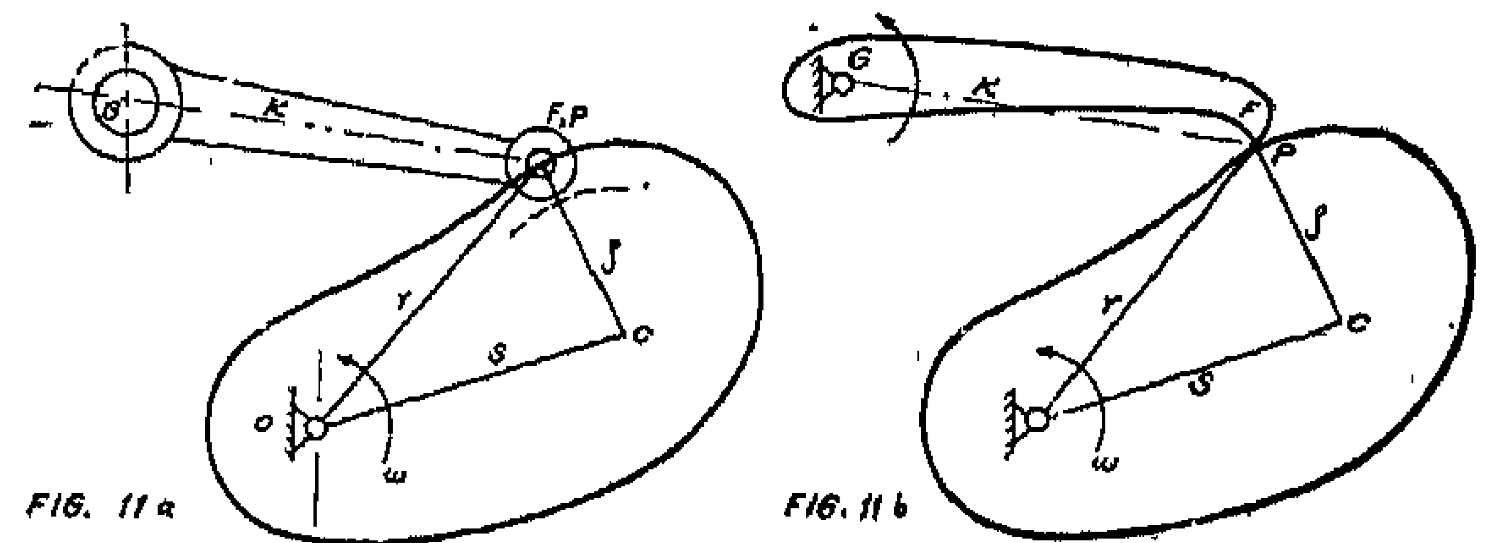


FIG. 10

2. PIVOTED ROLLER FOLLOWER

With a similar treatment to that of the reciprocating follower the velocity and acceleration diagrams for the cam and pivoted roller follower are constructed. As can easily be seen in Fig. 11, the equivalent mechanism to this cam system will be the four bar linkage OCFG, where G is the center of the follower pivot. The dotted diagrams in the figures 11c and 11d are those of the equivalent four bar mechanism which obviously yield a velocity and acceleration of the follower as those of the original cam system.



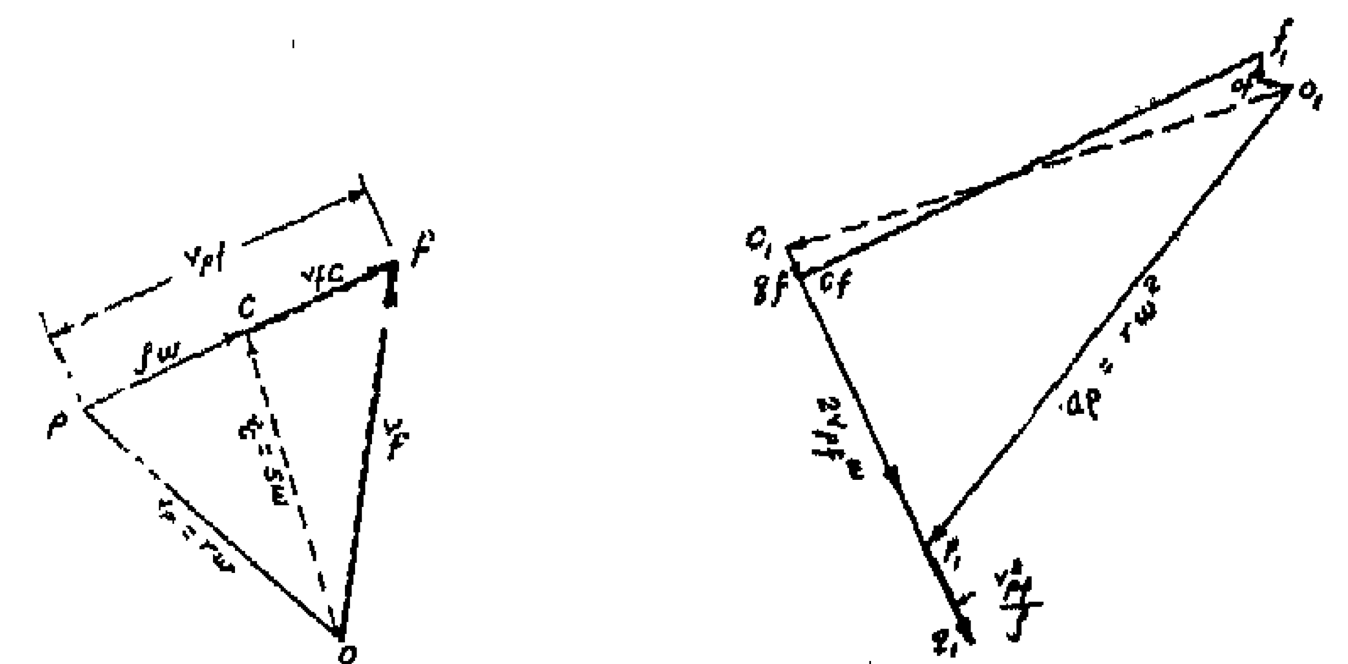


FIG 11 c VELOCITY DIAGRAM FIG. 11 d ACCELERATION DIAGRAM

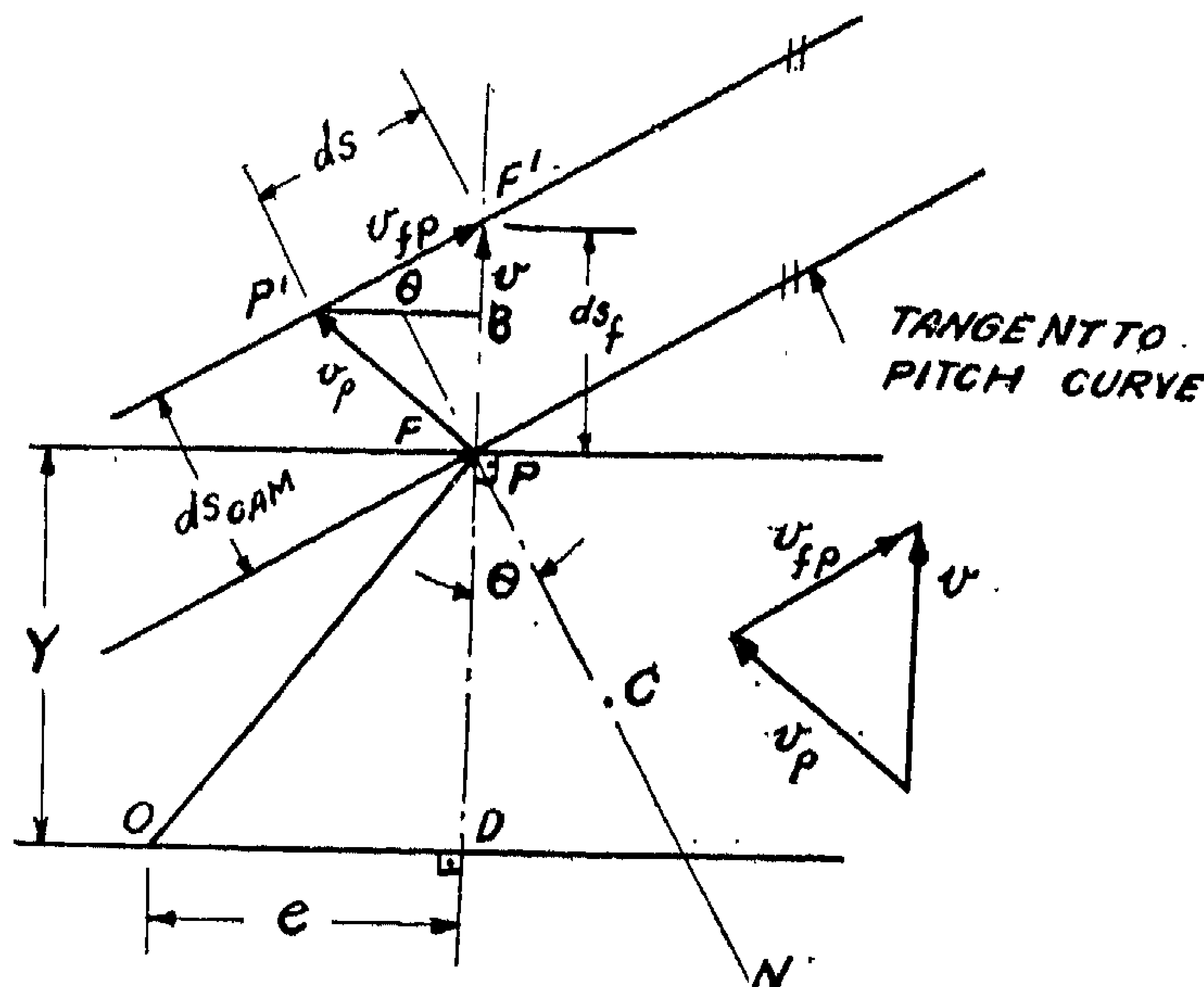


FIG. 9

Now, consider the cam fixed with the frame rotating about the cam and follower performing a compound motion constrained by the frame guide and the cam. Let O_F be a point of the follower plane coincident with the center of the camshaft O. Since the angular acceleration $\alpha = 0$ (ω = constant) the accelelration of O_F is directed towards the inflection center W_o and is given by $\vec{a}_{o_F} = (\vec{OW_o})\omega^2$. The component of this acceleration in the direction of the guide $a^v_{o_F} = \omega^2 (W_1W_o)$. Now consider O_G to be a point of the frame or guide plane coincident wih O. Then O_G has no velocity and no acceleration since the guide plane rotates about it. Hence $a_{o_G} = 0$ and $a^v_{o_G} = 0$.

Since the follower moves in a straight line relative to the frame, then all its points will have the same velocity and acceleration relative to the frame denoted by a in Fig. 8.

Hence, $a = a^v_{o_F} - a^v_{o_G} = a^v_{o_F} - 0.$

$= \omega^2 (W_1W_o)$ positive upwards .... (4)

In order to find a relation between a, v, r, ω, ρ, Y, Θ etc. , let us attempt to express (W_1W_o) in terms of these quantities. Referring to fig. 8 and holding cam fixed, then the velocity of O_F:

$v_{o_F} = \omega (OP_{32})$ parallel to y.

Velocity of O_G; $v_{o_G} = 0$

Then the relative velocity of O_F to O_G; $v_{o_F o_G} = \omega (OP_{32})$,

but, this is the same for all follower points F Hence, $v = \omega (OP_{32})$ from which $OP_{32} = (v/\omega) = P_{32} W_1$ .... (5)

Now, applying the general form of the Euler-Savary equation to ray N

then, $(P_{32}F)^2 = \rho (FW_N)$

$$\text{Hence, } F W_N = \frac{(P_{32}F)^2}{\rho} = \frac{(Y/\cos\Theta)^2}{\rho}$$

$$\text{and } P_{32}W_N = FW_N - FP_{32} = \frac{(Y/\cos\Theta)^2}{\rho} - \frac{Y}{\cos\Theta} \quad \ldots\ldots (6)$$

From the geometry of quadrangle $P_{32}W_1W_o W_N$ of Fig. 8, we have

$$\frac{P_{32} W_1}{\cos\beta} = \frac{P_{32} W_N}{\cos[90-(\Theta-\beta)]}$$

$$\text{from which } P_{32}W_1 \tan\beta = \frac{P_{32}W_N - P_{32}W_1 \sin\Theta}{\cos\Theta}$$

$$\text{or } W_1W_o = \frac{\left[\dfrac{(Y/\cos\Theta)^2}{\rho} - \dfrac{Y}{\cos\Theta}\right]}{\cos\Theta} - \frac{v}{\omega}\sin\Theta/\cos\Theta \quad \ldots\ldots\ldots (7)$$

riations in ρ do not affect the acceleration diagram in which the closing vector o_1f_1 is the follower acceleration.

If p_1c_1 is taken on $p_1.qf$ such that $p_1c_1 = S\omega^2$ then, by similar triangles $o_1c_1 = s\omega^2$ which is parallel to CO and directed towards O. Since $c_1.qf = \rho\omega^2 + (V^2_{pf}/\rho) - 2\ v_{pf}\omega$.

and $v_{pf} = (\rho\omega + v_{cf}$ from Fig. 7c.

Hence $c_1.qf = (\rho\omega^2 + (\rho\omega + v_{cf})^2/\rho - 2\ (\rho\omega + v_{cf}).\omega$

$$= v^2_{cf}/\rho \quad \ldots \ldots \quad (2)$$

Therefore, the dotted diagram $o_1c_1'.qf.f_1o_1$ is the acceleration diagram for the slider crank mechanism OCF with crank OC turning at uniform speed ω and OC and CF of fixed instant lengths. Thus, OCF is the equivalent mechanism for the cam follower and at any position, the velocity and acceleration of the slider are the same as those of the cam follower.

In order to determine the profile of the cam from given magnitudes of velocity and acceleration of the follower, as well as the shape of the acceleration diagram by knowing the velocity v_{cf}, it is necessary to find an expression of ρ in terms of ω, Y, Θ of the cam and v, a of the follower. This is derived here using the curvature theory. Hence v^2_{cf}/ρ is known, the acceleration diagram is determined and cam profile is constructed.

FIG. 8 DISC CAM WITH OFFSET ROLLER FOLLOWER

1.1 Determination of cam radius of curvature for an offset follower.

Hold cam fixed, and rotate the frame clockwise about the cam. Follower will rotate about the cam and slide in the frame. One locus of P_{32} is the normal to profile at point of contact N. The center of cam O is P_{12}. The pole P_{31} at ∞ is defined by the direction of 1 normal to g. Hence $P_{12}P_{31}$ is 1, the second locus of P_{32}, which is thus the intersection of N and 1. Consider line h of the follower plane. It slides through and rotates about O. Hence, O is a return point and therefore the center of curvature of the path of the point of ∞ of 1. C is the center of curvature for F. Then, the intersection Q of OC and 1′, through F parallel to 1, lies on the collineation axis of rays N and 1. Draw the collineation axis QP_{32}. Locate the inflection point on 1 by : $W_1P_{32} = P_{32}O$. From Bobillier's theorem we know that W_1W_N is parallel to collineation axis 1,N which locales W_N on N. Locate W_o the inflection center at intersections of perpendiculars to 1 and N at W_1 and W_N.

Now consider the cam rotating counterclockwise, with the frame fixed. Let v_p = velocity of P on the cam coincident with F of the follower and equals ω (OP). Consider a differential displacement as shown in Fig. 9. P and F are one point. P as a point on the cam moves through ds_{cam} to P′. F as a point of the follower moves through ds_f to F′. ds = P′F′ represents the relative movement of the follower along the cam pitch curve. This leads to the velocity diagram in Fig. 9, where v_{fp} is the velocity of the follower center relative to the cam point P. From Fig. 9 :

BP′ = horizontal component of v_p

$BP' = v_p\ Y/OP = \omega\ (OP).\ Y/OP = \omega Y$

Hence $v = \omega Y \tan\Theta + \omega Ye/Y$

from which $\tan\Theta = (v/\omega Y) - (e/Y) \quad \ldots (3)$

Note that equation 3 is an expression of the pressure angle Θ which could be used also as another criterion for cam design.

FIG. 6

1. RECIPROCATING ROLLER FOLLOWER

In order to simplify the analysis, the roller follower is replaced by a knife-edged follower as shown in Fig. 7. Hence, the conversion is obtained by moving the cam profile out at all points a distance equal to the radius of the roller.

FIG. 7c VELOCITY DIAGRAM

FIG. 7d ACCELERATION DIAGRAM

At this position of the system, P is the instantaneous point of contact between the cam and follower and is fixed on the cam, while F is the edge of follower at this position. Without reference to an equivalent slider crank mechanism, the velocity and acceleration diagrams of P and F are shown in the full line figures 7c and 7d. It will be shown that introducing the equivalent slider crank linkage to the system, yields the same velocity and acceleration of the follower.

In the velocity diagram, v_p is perpendicular to OP and equals $r\omega$. The sliding velocity v_{pf} tangent to the cam at P and the follower velocity v_f meet in f. Consider now the equivalent slider crank mechanism OCF. If ce is taken on pf such that pc $= \rho\omega$, then triangles OCP and ocp are similar, so that oc $= s\omega$ and is normal to OC. Since ocf is the velocity diagram for the equivalent mechanism OCF, in which the crank OC rotates with angular velocity ω, then the velocity of its slider is the same as that of the cam follower.

In the acceleration diagram Fig. 7d, the acceleration of P is $r\omega^2$ in the direction of PO, if the cam rotates with a uniform angular velocity ω. The acceleration of the follower F relative to P is made up of three components (i) v^2_{pf}/ρ due to the curvature of the path of F relative to the cam, (ii) q_1.qf the Coriolis component 2 $v_{pf}\omega$. and (iii) the sliding component qf.f. Of these components, only the first depends directly on the radius of curvature ρ at P, but it is not affected by the way in which ρ varies from point to point on the cam profile. Therefore, va-

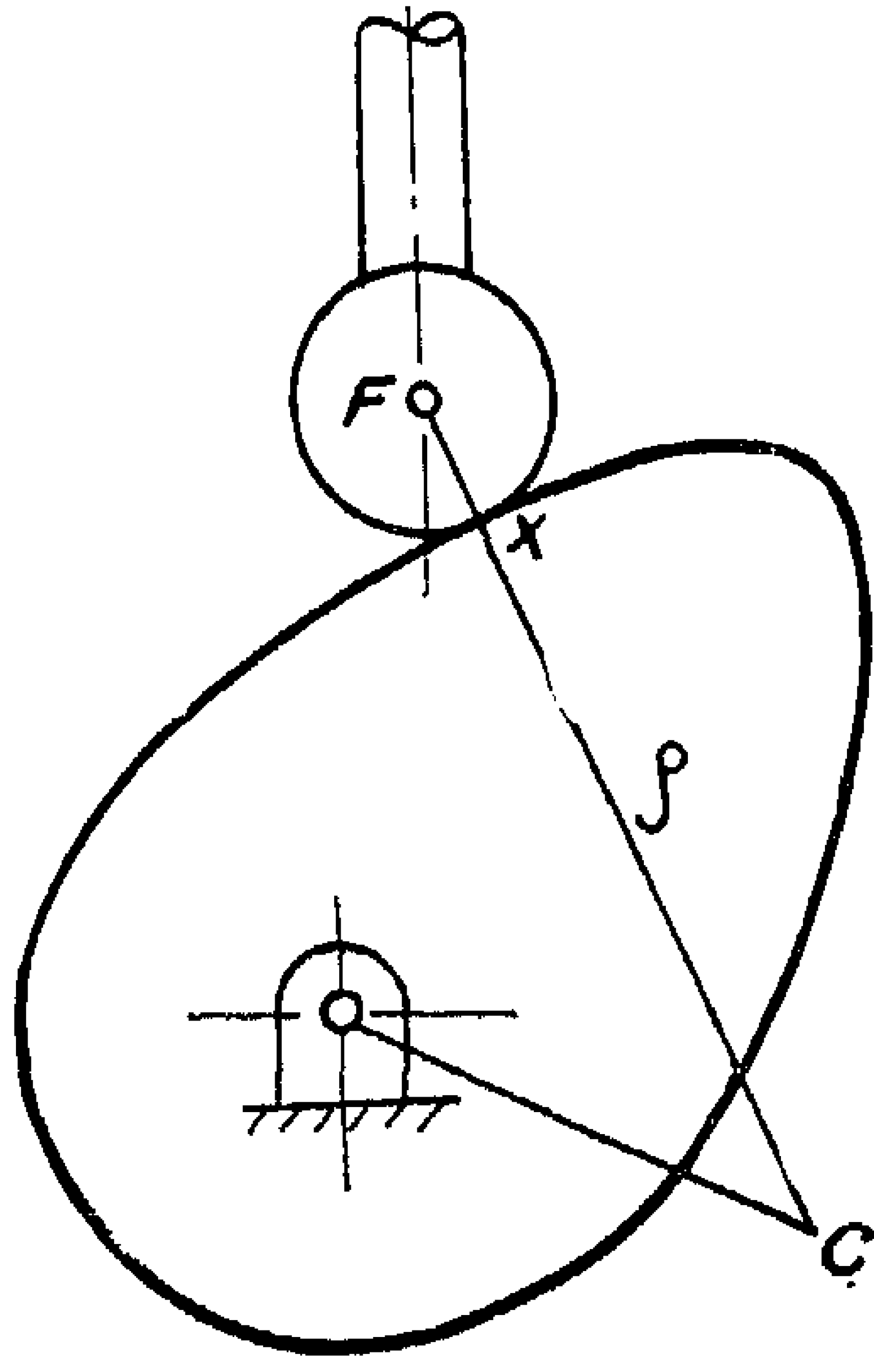


FIG. 3

Fundamental Kinematics :

It is convenient first to state the basic theorems of kinematics which are used in the subsequent analysis.

1. If a particle P in Fig. 4 moves round a curve S, which is fixed in space, the particle has at the given instant a velocity $v = ds/dt$ tangential to the curve and an acceleration $f = d^2s/dt^2$ also tangential to the curve. In addition, there is an acceleration normal

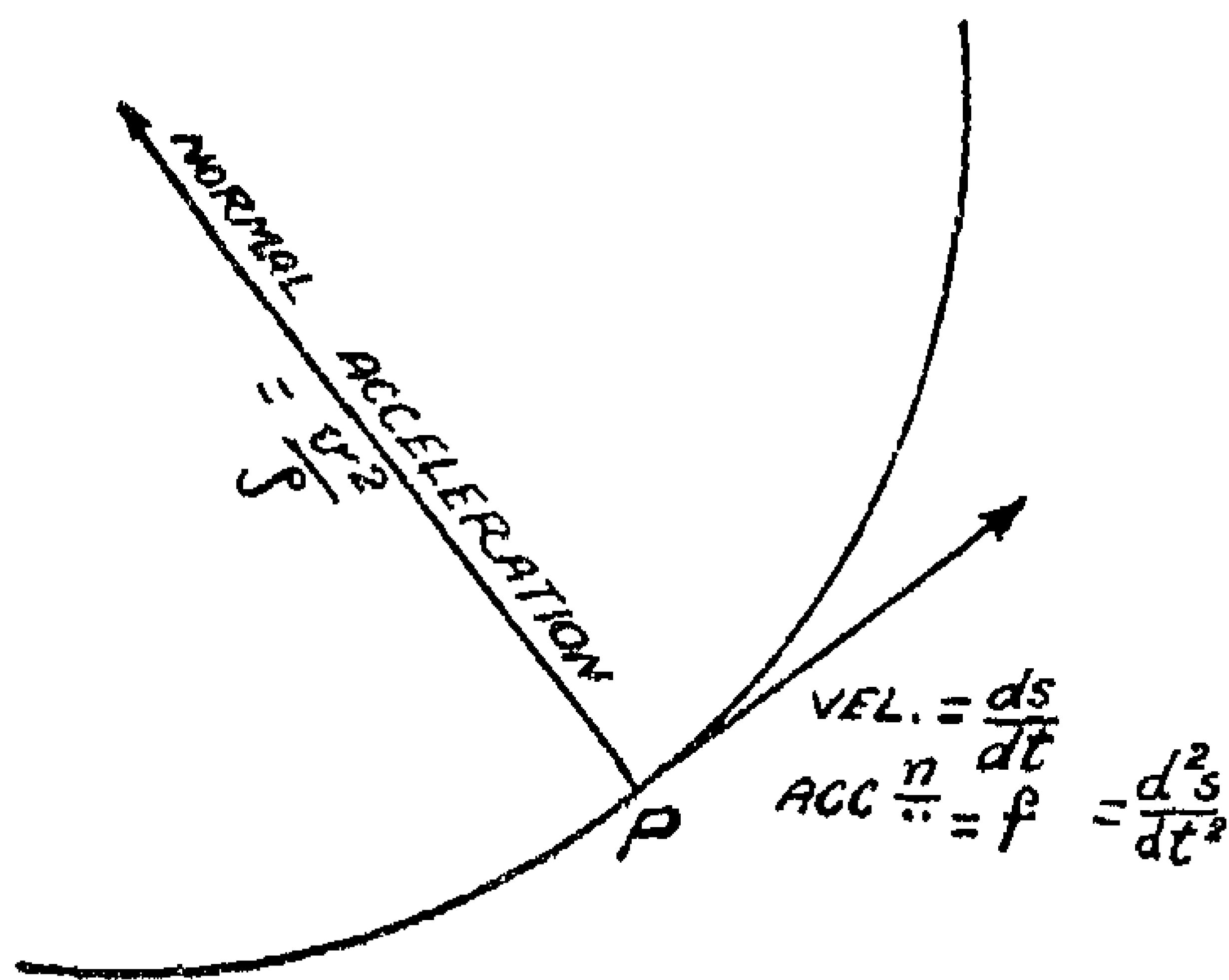


FIG. 4

to the curve v^2/ρ directed toward the center of curvature.

2. If the curve S is now drawn on a plane which rotates with a uniform angular velocity ω about a fixed point O, there are two additional components to the total acceleration of P; which are $r\omega^2$ the acceleration of the plane at P and the Coriolis component $2v\omega$.

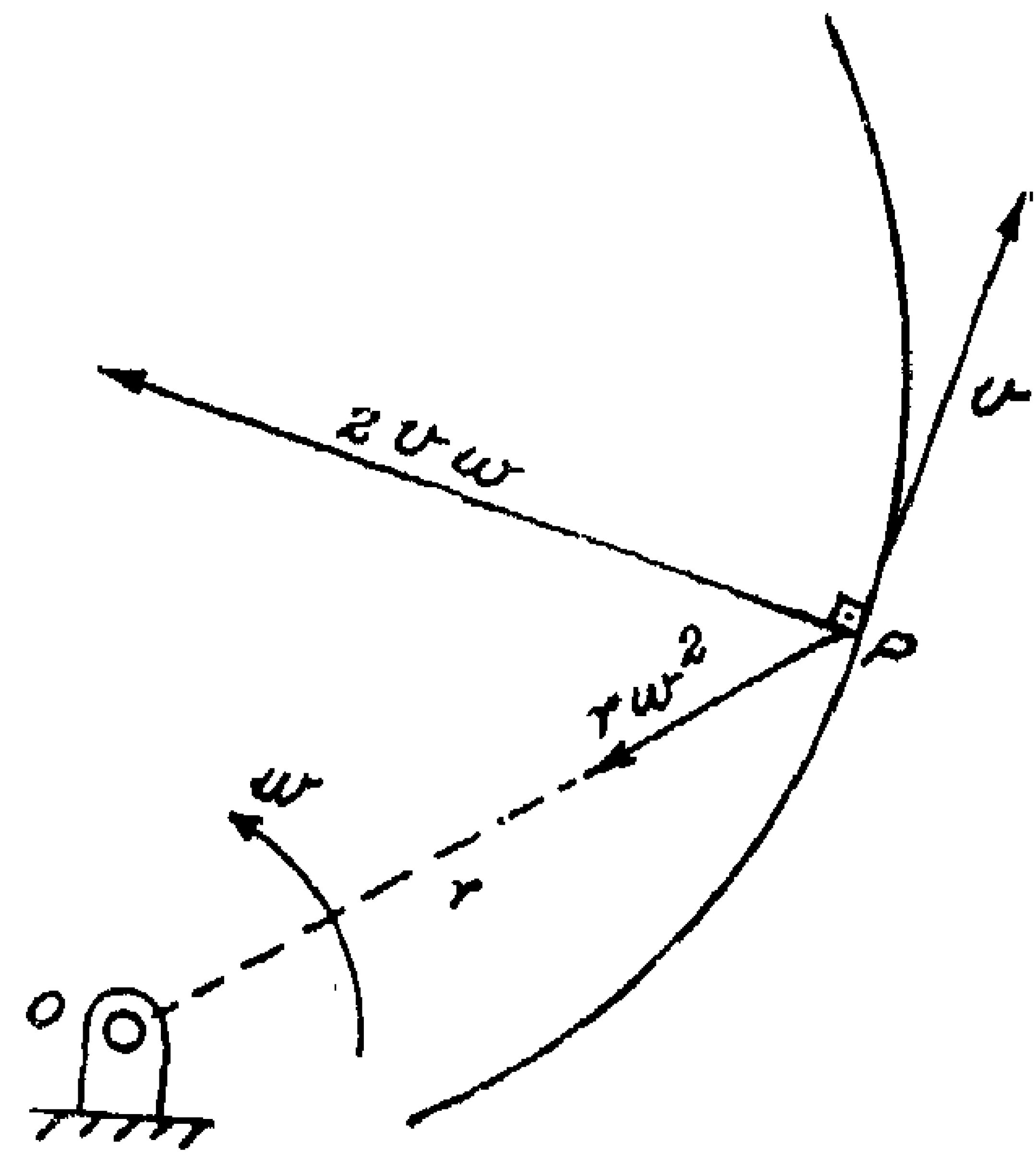


FIG. 5

3. If the curve S Fig. 6 rolls on a fixed straight line without slip, the acceleration of the instant center P (point of contact) on the curve is $\rho\omega^2$ along the common normal. This could be determined from the Euler-Savary equation thus ·

$$\frac{1}{r_s} - \frac{1}{r_\pi} = \frac{1}{\delta}$$

where r_s is the radius of curvature of S curve and $r_\pi = \infty$, then $r_s = \delta = \rho$. Therefore, the acceleration of the pole P $= \delta\omega^2 = \rho\omega^2$ and its direction is PW_o where W_o is the inflection center.

In case of combined sliding and rolling, there is an additional component of acceleration parallel to the fixed line π.

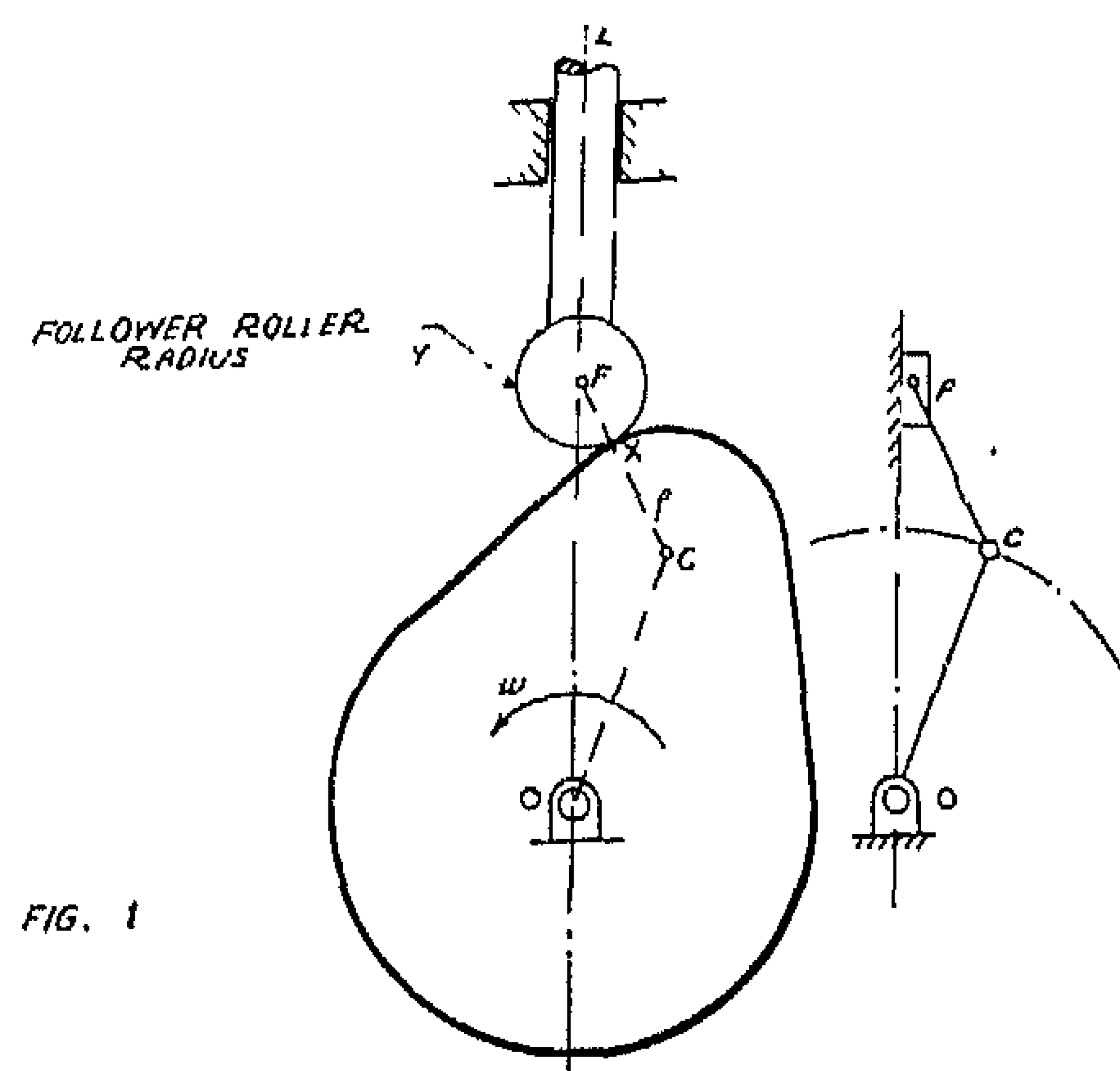
In this case, the determination of the velocity and acceleration diagrams of a cam system must be known. This can be done conventionally but requires a deeper grasp of the fundamentals of kinematics than is needed in the analysis of the usual mechanisms. However, if the cam is replaced by an equivalent linkage, the solution of the problem is much simplified. Furthermore, the application of equivalent mechanisms helps to clarify several other points in cam design.

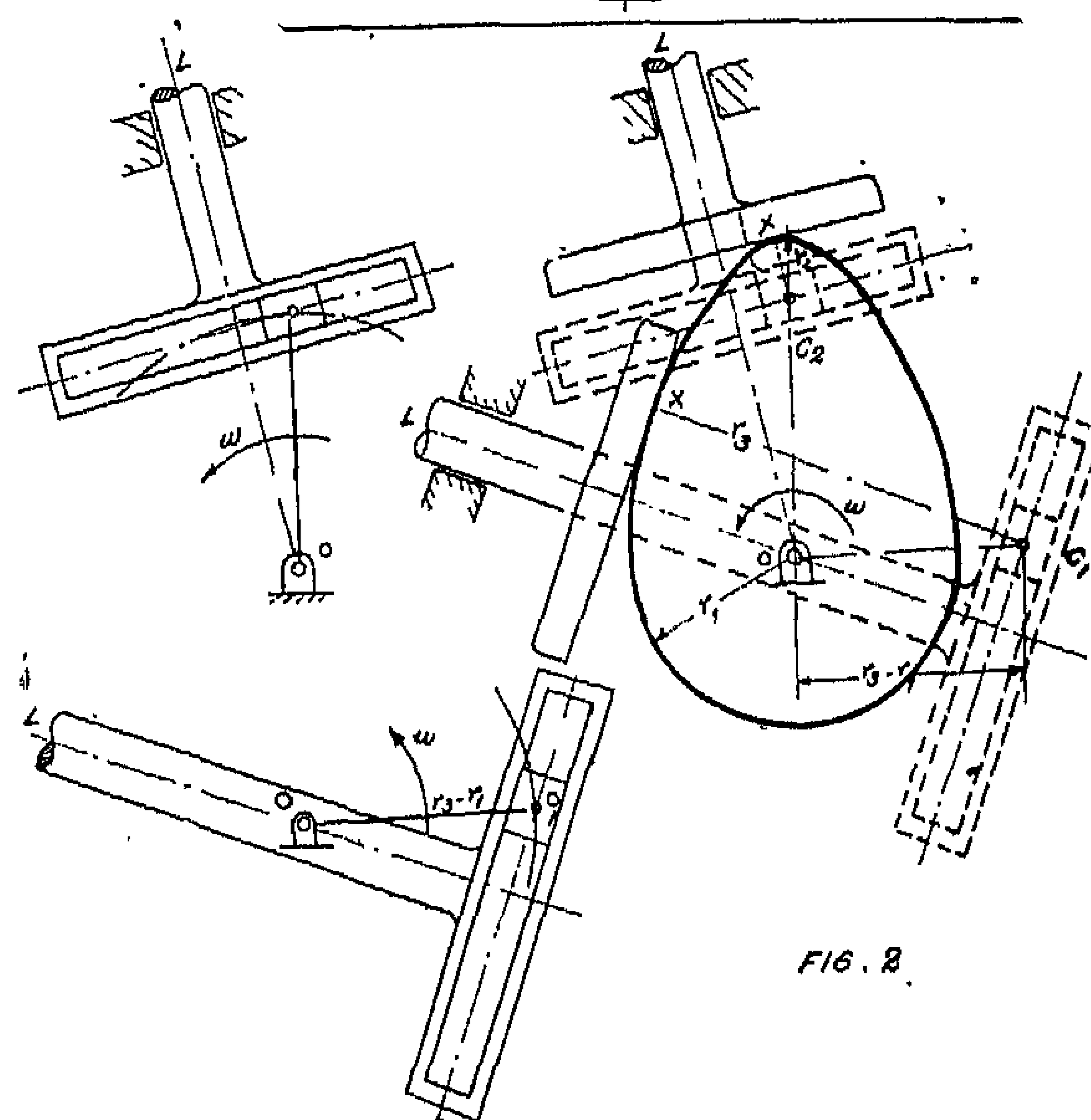
Equivalent Mechanisms :

In order to enable the kinematics of mechanisms with higher pairs such as cams and gears to be easily analysed, a higher pair is better replaced by an equivalent mechanism made up of two lower pairs with an additional imaginary link of either fixed or variable length joining their two centers of curvature as shown in Fig. 1. In the case of one of the members of the higher pair having a plane surface with a center of curvature at infinity, the imaginary link is a cylinder placed at the center of curvature of the other member, as shown in Fig. 2.

In Fig. 1, a cam with a reciprocating roller follower rotates about the fixed center O with speed ω. At the nose of the cam, where C is its center of curvature and X its point of contact with the follower roller, the radius of curvature ρ = CX. If the radius of the roller = r, then CF = $\rho + r$ = constant. Hence, for the circular part of the cam nose, it is obvious that the cam and follower can be replaced by the slider crank mechanism OCF where OC is the crank rotating at cam sped ω. The velocity and acceleration of F, the cam follower, will be the same as those of the slider.

In Fig. 2, a cam with a reciprocating flat-faced follower rotates about the fixed center O with speed ω. Since $OC_1 = r_3 - r_1$ = constant, where r_1, r_3 are the radii of its base and flank circles, an equivalent mechanism for the cam is the slider crank with an infinite connecting rod (Scotch Yoke) LOC_1 and also





LOC_2. It is not immediately clear, however, that this will be true if ρ varies continuously as the point of contact moves round the profile, for the equivalent mechanism also varies continuously as illustrated in Fig. 3. In each of the references (4,5), it is implied that the equivalent mechanism may be used only where the cam profile consists of circular arcs, i.e. where the radius of curvature is constant.

The main purpose of this paper is to demonstrate that there is no such restriction in applying equivalent mechanisms to any cam profile, by considering a number of standard types of cam follower. This concept of the cam equivalent mechanism will then be applied to determine the velocity and acceleration and hence the radius of curvature of the cam.

APPLICATION OF THE CONCEPT OF EQUIVALENT MECHANISMS IN CAM DESIGN

By

Dr. M. N. AREF and Dr. E. M BADAWY
Dept. of Mechanical Engineering
Alexandria University

INTRODUCTION

With the trend towards high speed machinery, it has been realized that in a cam driven system the acceleration and its rates of change must be controlled to avoid excessive vibration and impact. The older so-called gravity cam, harmonic cam and the constant rise cam have been found lacking in this respect and the other curves have risen to prominence. It is now customary to specify the acceleration-time curve for the follower and by a process of integration to derive the equation of the cam profile. For instance, a successful profile is the so-called cycloidal cam in which initial and terminal follower velocity and acceleration are zero and the acceleration is a harmonic function of time, when the cam rotates at constant speed.

One of the major factors in camp design is the radius of curvature of cam profile. In the case of a disc cam and straight-line follower, as well as generally, knowledge of the radius of curvature enables one to check the contact stresses between cam and follower. In addition, a check must be made to ensure that the cam base circle is sufficiently large, so that the minimum value of the radius of curvature of cam profile is not too small. If it is too small, however, the cam can be undercut or the follower will not have the required motion or both. Furthermore, in cutting a good cam the minimum cutter radius at a particular point of the cam profile must be smaller than the radius of curvature of the cam pitch surface at that point in order to avoid undercutting the cam and producing a sharp edge.

The calculation of the radius of curvature from the cam profile is a tedious job. In polar coordinates, for instance, (r, Θ) the radius of curvature ρ is given by

$$\rho = \frac{\left\{ r^2 + \left(\frac{dr}{d\Theta} \right)^2 \right\}^{3/2}}{\left\{ r^2 - r \frac{d^2r}{d\Theta^2} + 2\left(\frac{dr}{d\Theta} \right)^2 \right\}} \qquad (1)$$

Although the curve of cam profile must be known first with this method, the result is sufficiently complex so that punched-card computers must be used. This equation has been used for cycloidal cams(1)[1]. Various other methods (2,3) can be used in which the radius of curvature, rather than calculating the cam profile curve, can be determined directly by using the acceleration and velocity diagrams at a certain instant. This can be done by using the developments of the curvature theory and related kinematic concepts. This is in line with selecting the acceleration-time curve first, as is done in the design of high speed cams.

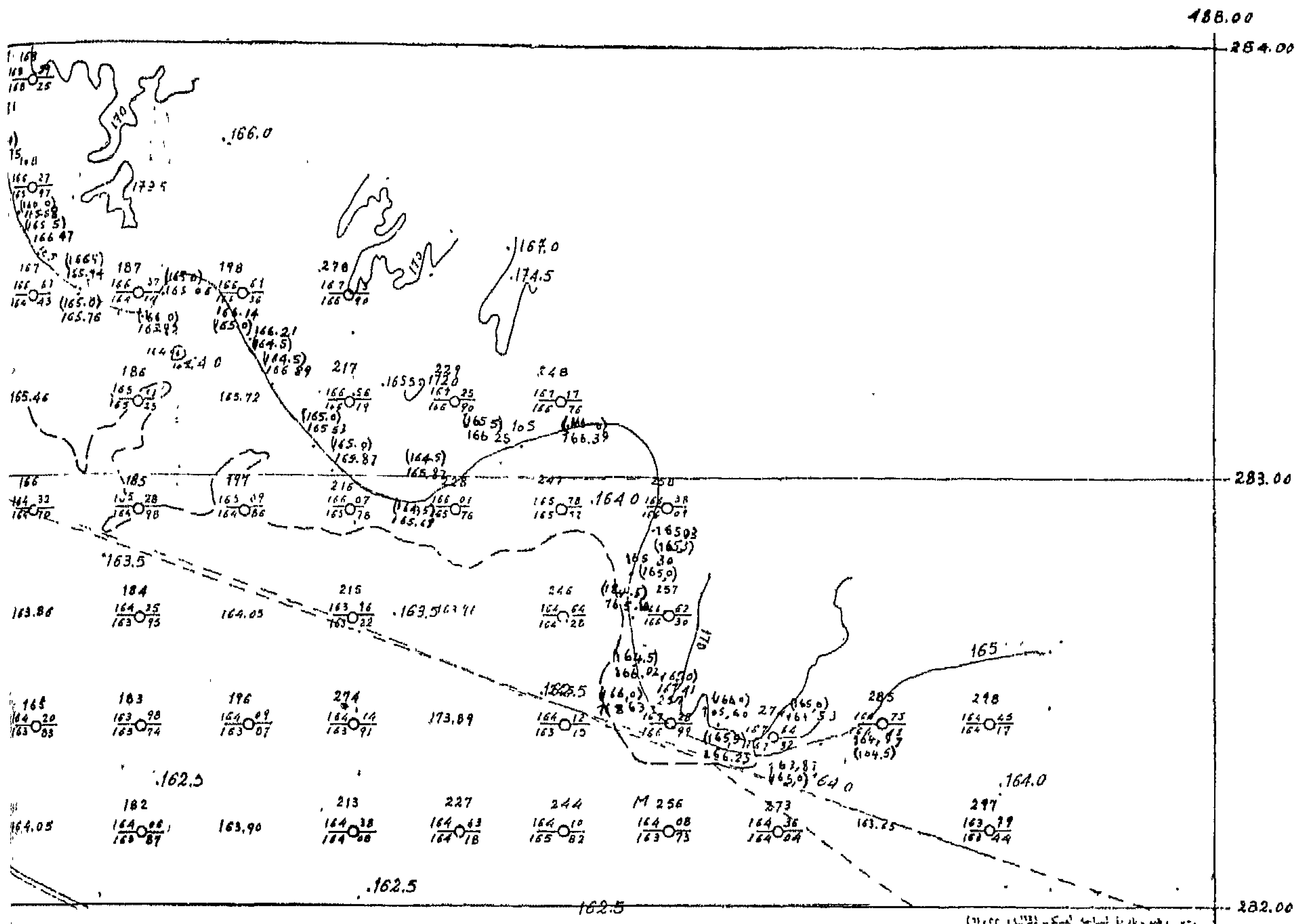
(1) Numbers in brackets designate References at end of paper.

TABLE I

	Geodetic height	Dev. V from cont. 165	Plan. error ms
1	165.00	000	10
2	165.00	00	10
3	164.83	—0.17	—20
4	165.79	+0.79	20
5	165.76	+0.76	70
6	165.72	+0.72	130
7	165.00	000	00
8	165.49	+0.49	25
9	165.05	+0.05	50
10	166.68	+1.68	230
11	165.75	+0.75	150
12	165.58	+0.58	75
13	166.47	+1.47	190
14	165.94	+0.94	300
15	165.76	+0.76	300
16	165.92	+0.92	180
17	166.06	+1.06	200
18	166.89	+1.89	440
19	166.28	+1.28	230
20	165.30	+0.30	100
21	165.10	+0.10	10
22	168.63	+1.63	100
23	166.23	+1.23	40

TABLE II

	Mach. height Z	dev. Z	2 Z
1	165.50	+0.50	0.25
2	166.00	+1.00	1.00
3	166.50	+0.50	0.25
4	165.50	+0.50	0.25
5	165.50	+0.50	0.25
6	164.00	—1.00	1.00
7	165	00	00
8	166	+1.00	1.00
9	165.50	+0.50	0.25
10	165	+0.00	0.00
11	166	+1.00	1.00
12	166	+1.00	1.00
13	165.50	+0.50	0.25
14	166.50	+1.50	2.25
15	165.00	00	00
16	166.00	+1.00	1.00
17	165.00	00	00
18	164.50	—0.50	0.25
19	166.50	+0.50	0.25
20	165	00.	00
21	164.50	—0.50	0.25
22	166.0	+1.00	1.00
23	165.6	+0.50	0.25



spart. The omitted points were used as a random check elevations for the contour 165 ms (dashed line).

Results :

For 23 points located on the photogrammetrically compiled contour 165 ms which theoregeodetic elevations are computed. the planimetric and elevation corrections were measured. The measurements are recorded in table I. The machine heights for the same points (the figure between brackets in the atached diag.) were recorded in table II.

Remarks from table 1 :

1 — It can be observed that about 70% of the points on the contour line are deviated by less than one meter i.e. less than 1/5 th. of the contour interval and 100% of the points are deviated by less than 1/2 the contour interval

2 — The m.s.e for planimetry is about 38 sm.

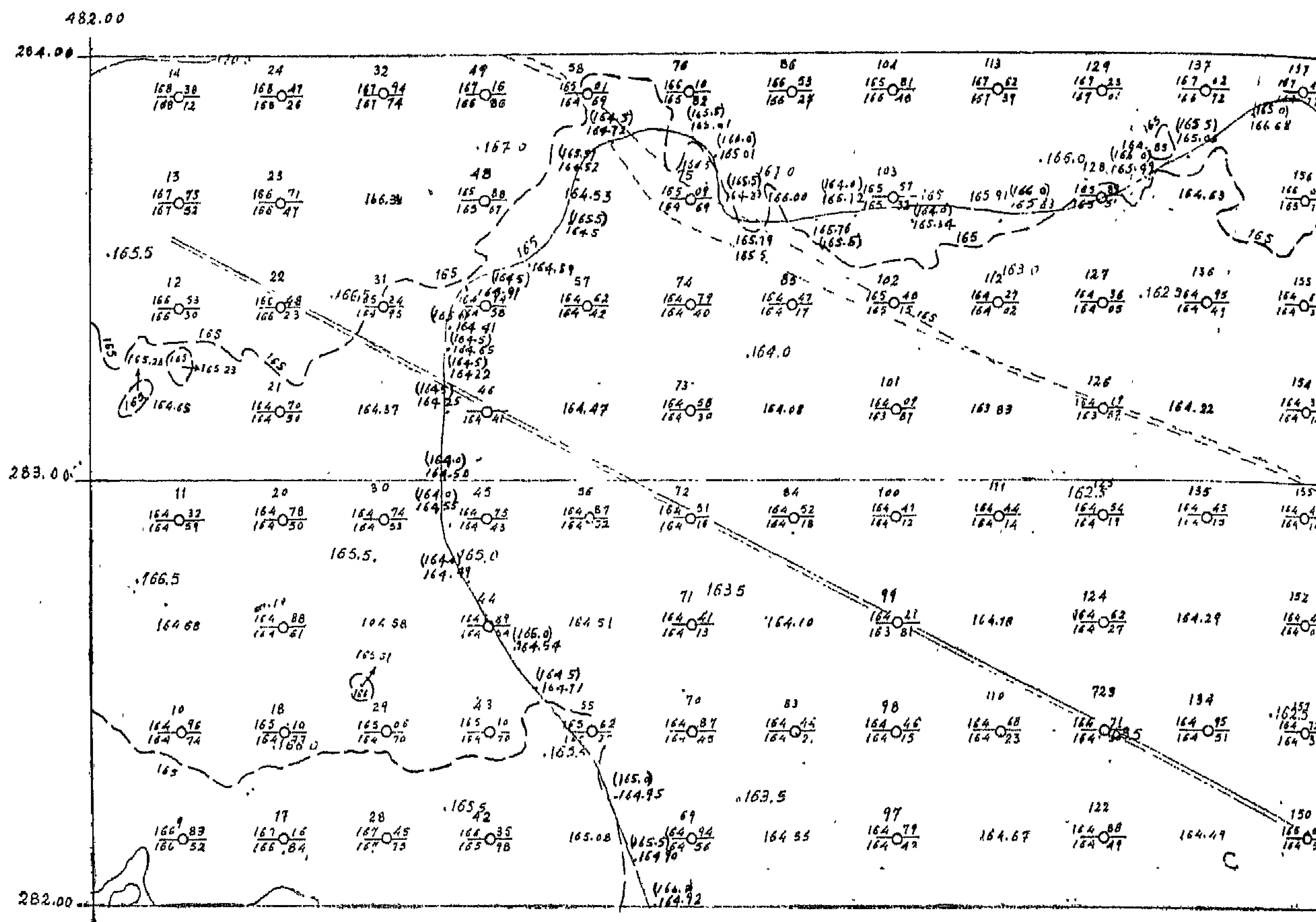
3 — The m.s.e for elevations is about 0.21 ms.

What about the constant C in the equation $mb = c \sqrt{mk}$ *of O.V. Gruber :*

As a result of the mapping project under test I suggest that the constant C can easly be raised up to about 400 for areas which are under developement like the new valley project in U.A.R. where the features in such places are not so dense.

Conclusion :

It is hoped that a complete investigation into the subject can be carried out as soon as the geodetic checking date are available and in this connection Kopp equation will be put.



Compilation :

The photos were compiled using the aviograph B8, the model scale was about 1:22000 and a mechanical enlargement gives a compiling scale of 1 : 10000.

The photographs were corrected for lens distortion and earth curvature and refraction from an assumed flying height of about 4000 ms.

Field Check :

1 — A field survey was executed to produce 1:2500 contoured map for the test area.

2 — Some land marks with height up to about 30 cms were fixed to the ground at nearly regular distances of about 50 metrs.

3 — The distances spart were measured with a calibraed steel tapeand the angles with a T_2 Theodolite.

4 — The elevation were obtained with a level running between benchmarks in the locality.

5 — Each landmark has two elevations for the top and for the bottom, also its possition is fixed.

6 — A contour line 165 ms above sea-level was interpolated (dasched line) to compaire with the contour 165 ms compiled from super wide angle photographs (continous line).

7 — This map is reduced to 1:10000 and as a consequence many points were eliminated, the remaining points are at 250 ms

PRELIMINARY INVESTIGATIONS INTO THE ACCURACY OF 1:10000 TOPOGRAPHIC MAPS FROM SUPER WIDE ANGLE PHOTOGRAPHS

By

Eng. MOH. A.F. MOHSEN

Introduction

The New valley in U.A.R. is one of the major projects which is being undertaken by specialists and engineers who carry out scientific studies to check the suitability of a desert area (about 10000 km² to be cultivated. The area is nearly flat and lies in the south western desert west of the River Nile.

The required maps have been naturally compiled from aerial photographs and the originals were produced at a scale of 1:10000 with contour interval 5 m s. to satisfy the demands of experts. According to regulations of the mapping project some topographic specimens were tested for faithfullness in contouring. This paper reveals some of the results obtained from checking one of the speciments while it gives a brief description of the mapping procedure.

I intend however to elaborate in a further article on the experience gianed from additional tests which will include besides different scales of photography and mapping.

Aerial Photography :

The computation of correction in planaviogon lens (Rc 9 Camera) with about 88 mms. focal length at an average scale of about 1:45000 with an overlap of about 60 % and side-lape of about 30 % with a negative size 23×23 cm. The strips have been flown in north — south direction.

Control Points :

The area is covered with second and third order triangulation geodetic net and in some places a fourth order net. In this checked speciment the ground altitude points were based on first order levelling bench marks existing in the area.

Aerial triangulation :

The semie analytical method of conjunction of successive independent stereopairs by joining through scale and azimuth has been used on the autograph B8.

A sufficient number of ground altitude points along all the strips are I ocated from the field. As a minimum four altitude points are determined in the field for each stereopair.

The full ground position controles were applied for the first and last models with two ground position controles established for every fourth to seventh models. In our test area the model was supplied with full ground control.

Computation of data :

The area was photographed by the super imetry for intermediate points were based on the interpolation polynome.

$$\triangle x = a_0 + a_1 \times a_2 \times^2 + a_3 \times^3 + a_4 xy$$
$$\triangle y = b_0 + b_1 x + b_2 x^2 + b_3 y^3 + b_4 xy$$

The graphical method for adjustment was quite suitable.

— *f* — *The 7-operational quantities totally rectangular RE performance chart :*

The results in Tables IV - VIII are given in the totally rectangular chart of Fig. 19. A votlage regulation (VR) scale on V_s axis (obtained by eqn. 9) is added.

The seven quantities V_s, δ, VR, Φ, P_r, Q_r, I_r, may be obtained from the chart. The degree of accuracy depends on the number of curves drawn for each similar set.

7. — *Conclusions :*

A totally rectangular RE performance chart of the general transmission network is made. It has the same two axees of V_s and δ for all the chart. The study covers the network perforance with possibly positive or negative RE active power. The chart gives, in addition to the relations between the quantities concerned as in the alternative vector diagram charts, a complete study of the variation of both the SE voltage and displacement angle of the network considered with the variation of all other RE quantities. The vector diagram ranges of operation of δ for each curve of each family is also given.

The locii of the min. SE voltage as fn. of δ under the various operating condition (consancy of Φ or P_r or Q or L_r) are given.

The range of δ, for steady-state stability, may be easily indicated on this chart. Special features in the line operation are considered.

The field of operation of the chart is particularly extended to cover both the practical and theoretical ranges of study.

Simplifications in the procedure of constructing the chart are proposed. A complete solved example is included.

Fig. 19. The complete rectangular RE chart for the given example

TABLE (VII)

Constant RE reactive power Q_r curves

δ	$-9° 24$	$-6°$	$-3°$	$1°$	$4°$	$8°$	$11°24'$	degrees
V_s Q_{r3}	0.73	0.74	0.76	0.79	0.83	0.86	0.91	x AV_r
V_s Q_{r2}	0.79	0.81	0.84	0.86	0.89	0.94	0.98	x AV_r
V_s Q_{r1}	0.85	0.87	0.90	0.94	0.97	1.01	1.06	x AV_r
V_s Q_{r0}	0.92	0.94	0.97	1.00	1.04	1.09	1.14	x AV_r
V_s $-Q_{r4}$	0.98	1.01	1.04	1.07	1.11	1.16	1.22	x AV_r
V_s $-Q_{r5}$	1.04	1.07	1.10	1.14	1.18	1.24	1.31	x AV_r
V_s $-Q_{r6}$	1.11	1.14	1.17	1.20	1.26	1.32	1.38	x AV_r

— e — *Constant RE current I_r curves :*

Using eqn. 19 for the following chosen values of I_r.

BI_r = (0, 0.06, 0.12, 0.18) AV_r being term-ed respectively I_{r0}, I_{r1}, I_{r2}, I_{r3} and within the limits δ_1 and δ_2 we get Table VIII.

TABLE (VIII)

Constant RE Current I_r curves :

δ	degrees	$-9° 24'$	$-6°$	$-5° 53'$	$-3° 24'$	$-3°$	$1°$
	UP XAV_r	Im	Im	Im	Im	Im	1.0
V_s I_{r0}	LP XAV_r	Im	Im	Im	Im	Im	1.0
	UP XAV_r	Im	Im	Im	0.9982	NC	1.06
V_s I_{r1}	LP XAV_r	Im	Im	Im	0.9982	NC	1.94
	UP XAV_r	Im	Im	0.993	NC	1.067	1.12
V_s I_{r2}	LP XAV_r	Im	Im	0.993	NC	0.913	1.878
	UP XAV_r	0.983	1.116	NC	NC	1.149	1.182
V_s I_{r3}	LP XAV_r	0.983	0.870	NC	NC	0.845	1.818

δ	degrees	$4°$	$4° 42'$	$7° 53'$	$8°$	$11° 24'$
	UP XAV_r	Im	Im	Im	Im	Im
V_s I_{r0}	LP XAV_r	Im	Im	Im	Im	Im
	UP XAV_r	NC	0.9982	Im	Im	Im
V_s I_{r1}	LP XAV_r	NC	0.9982	Im	Im	Im
	UP XAV_r	1.098	NC	0.993	Im	Im
V_s I_{r2}	LP XAV_r	0.898	NC	0.993	Im	Im
	UP XAV_r	1.165	NC	NC	1.116	0.983
V_s I_{r3}	LP XAV_r	0.831	NC	NC	0.870	0.983

UP : Upper part of the curve.

LP : Lower part the curve.

Im : complex or immaginary value of V_s.

NC : not calculated in the cases when the critical values of δ are very near to the angle concerned.

The underlined figures are at critical values of δ of the concerned constant I_r loop.

TABLE (V)

Constant RE Power Angle Φ curves :

δ	$-9° 24'$	$-6°$	$-3°$	$1°$	$4°$	$8°$	$11°24'$	degrees
V_s $\Phi = 0°$	*NE*	*NE*	*NE*	+1.00	+1.04	+1.09	+1.14	x AV_r
V_s $\Phi = 30°$	*NE*	*NE*	*NE*	+1.00	+1.00	+1.01	+1.02	x AV_r
V_s $\Phi = 150°$	+0.77	+0.82	+0.90	+1.00	*NE*	*NE*	*NE*	x AV_r
V_s $\Phi = 180°$	+0.93	+0.94	+0.97	+1.00	*NE*	*NE*	*NE*	x AV_r
V_s $\Phi = 210°$	+1.02	+1.01	+1.00	+1.00	*NE*	*NE*	*NE*	x AV_r
V_s $\Phi = 330°$	*NE*	*NE*	*NE*	+1.00	+1.12	+1.28	+1.50	x AV_r

NE not existing on th evector diagram of the line.

— *c* — *Constant RE active Power* P_r — *curves :*

Using eqn. 10, and choosing the variations in P_r to correspond to the values :

$$\frac{B\,P_r}{V_r} = (+0.18,\ +0.12,\ +0.06,\ +\ 00,\ -0.06\ -0.12\ -0.18)\ AV_r$$

being termed respectively P_{r3}, P_{r2}, P_{r1}, P_{r0}. $-P_{r4}$, $-P_{r5}$, $-P_{r6}$, we get the following table within the range $(\delta_2 - \delta_1)$

TABLE (VI)

Constant RE active Power P_r curves :

δ	$-9° 24'$	$-6°$	$-3°$	$1°$	$4°$	$8°$	$11°24'$	degrees
V_s P_{r3}	2.04	1.76	1.55	1.37	1.25	1.16	1.05	x AV_r
V_s P_{r2}	1.85	1.58	1.42	1.24	1.14	1.04	0.96	x AV_r
V_s P_{r1}	1.67	1.44	1.28	1.12	1.03	0.93	0.87	x AV_r
V_s P_{r0}	1.49	1.28	1.14	1.00	1.92	0.83	0.77	x AV_r
V_s $-P_{r4}$	1.31	1.21	1.00	0.88	0.81	0.73	0.68	x AV_r
V_s $-P_{r5}$	1.13	0.97	0.85	0.76	0.70	0.63	0.58	x AV_r
V_s $-P_{r6}$	0.97	0.82	0.73	0.64	0.59	0.53	0.49	x AV_r

— *d* — *Constant RE reactive Power* Q_r *curves.*

Eqn. 15 is used with the following chosen values of Q_r :

$$\frac{BQ_r}{V_r} = (+0.18,\ +0.12,\ 0.06,\ 0,\ -0.6,\ -0.12,\ -0.18)\ AV_r$$

being termed respectively : Q_{r3}, Q_{r2}, Q_{r1}, Q_{r0}, $-Q_{4r}$ $-Q_{r5}$, $-Q_{r6}$.

The results are given in Table VII, with the range $(\delta_2 - \delta_1)$.

same as for const. P_r curves) and assuming that :

$$V_{s2} \text{ min.} = K_5 V_{s1} \text{ min.} \qquad (33)$$

then for the two curves and for the same value of δ we have :

From eqns. 15, 16 and 33 :

$$V_{s2} = V_{s2} \text{ min. cosec } (\beta - \delta)$$
$$= K_5 V_{s1} \text{ min. cosec } (\beta - \delta) \qquad (34)$$

also $V_{s1} = V_{s1}$ min. cosec $(\beta - \delta)$

Then at the same values of δ, and provided that cosec $(\beta - \delta)$ is neither zero nor infinity wet :

$$V_{s2} = K_5 V_{s1} \qquad (35)$$

(i.e.) the V_{s2} curve, under the assumed conditions, is directly K_5 times the V_{s1} curve.

The corresponding relation between Q_{r2} and Q_{r1} is obtained by :

Using eqns. 16 and 33 :

$$AV_r \sin (\beta - \alpha) - B Q_{r2}/ V_r =$$
$$K_5 (AV_r \sin (\beta - \alpha) - BQ_{r1}/ V_r)$$

From which

$$Q_{r2}/Q_{r1} = K_5 - \frac{K_1 (K_5 - 1)}{B Q_{r1} / V_r} \qquad (36)$$

Eqns. 12 and 16 may be also used.

For Constant I_r curves :

For the two curves, the relation between V_{s1} and V_{s2} for the two constant currents I_{r1} and I_{r2} at the same value of δ is given by : (refer to eqn. 18).

where :

$$I_{r2}/I_{r1} = \frac{V_{s2}^2 - K_6 V_{s2} + K_7}{V_{s1}^2 - K_6 V_{s1} + K_7} \qquad (37)$$

where :

$$K_6 = 2 AV_r \cos (\delta - \alpha) \text{ and } K_7 = A^2 V_r^2 \qquad (38)$$

Use may be also made of :

The graphical method explained before in Figs. 12-17.

The line $\delta = \alpha$, and the curve $V_s = AV_r \cos (\delta - a)$ form two axees of symmetry of the complete set of curves.

The critical values of δ' mentioned in eqns. 21 and 22.

6. — *Solved Example :*

A long overhead high voltage transmission line fed with power from either end, and with a load at its receiving end has : $\alpha = 1°$, $\beta = 61°$, (BI_r/AV_r) from 0 to 0.18.

Calculate and draw its totally rectangular RE performance chart.

a — *δ-limits for max. current loop :*

By eqn. 21 : $\delta' = \sin \pm 0.18 = \pm 10° 24'$

By eqns. 22 : $\delta_1 = 11° 24'$, $\delta_2 = -9° 24'$

The variations of δ for the required chart may be within $-9° 24'$ to $+ 11° 24'$.

— b — *Constant RE power angle Φ curves :*

Power angles 0°, 30,° 150°, 180°, 210° and 330° are tried. The δ range of operation of each power angle is obtained from Table 1, further limited by δ_1 and δ_2 and given in Table IV :

TABLE (IV)

For chosen values of Φ

Φ	0	30	150	180	210	330°
Range of δ	1° toll° 24′ (α to δ_1)	1° to 11° 24′ (α to δ_1)	1° to −9° 24′ (α to δ_2)	1° to −9° 24′ (α to δ_2)	1° to −9° 24′ (α to δ_2)	1° to 11° 24′ (α to δ_1)

Using eqn. 1 the results are shown in Table V.

— e — In a trial to speed the method of making the chart, the following conclusions are reached :

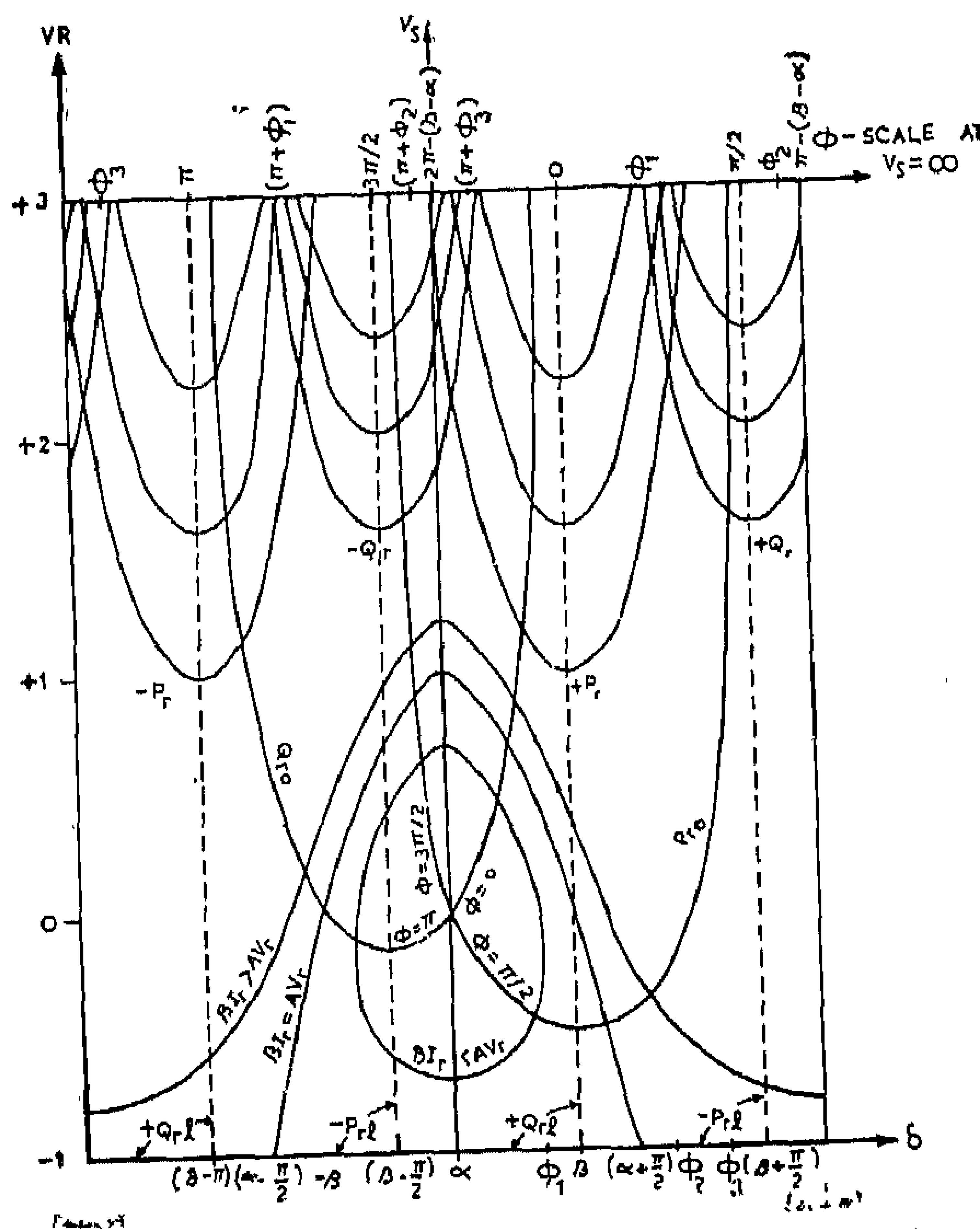


Fig. 18 (b) A step in the procedure of constructing the complete rectangular chart.

For the constant Φ curves :

The eqns. may be simplified as follows:

$$V_s = \frac{AV_r \sin(\beta - \alpha)}{\sin(\beta - \delta)} \text{ if } \Phi = m\frac{\Pi}{2}$$

$$= K_1 \operatorname{cosec}(\beta - \delta) \text{ if } \Phi = m\frac{\Pi}{2} \qquad (26)$$

where $K_1 = AV_r \sin(\beta - \alpha)$

also

$$V_s = AV_1 \frac{\cos(\beta - \alpha)}{\cos(\beta - \delta)}$$

$$= K_2 \sec(\beta - \delta) \text{ if } \Phi = n\frac{\Pi}{2} \qquad (27)$$

where $K_2 = AV_r \cos(\beta - \alpha)$.

and :

$$V_s = AV_r \frac{\sin(\beta + \Phi - \alpha)}{\sin(\beta + \Phi - \delta)}\Bigg]\Phi \text{ const.}$$

$$= K_3 \operatorname{cosec}(\beta + \Phi - \delta) \quad \Phi \text{ const.} \qquad (28)$$

where $K_3 = AV_r \sin(\beta + \Phi - \alpha)$

Eqns. 4 and 7 and their corresponding values of δ may be also used.

For the constant P_r curves :

For two curves :—

The first V_{s1} with min. SE voltage V_{s1} min. and constant P_{r1} ; the second V_{s2} with min. SE voltage V_{s2} min. and constant P_{r2} and assuming that :

$$V_{s2} \text{ min.} = K_4 V_{s1} \text{ min.} \qquad (29)$$

then at the same value of δ and for the two curves we get :

From eqns. 10, 11 and 29 :

$$V_{s2} = V_{s2} \text{ min. sec. } (\beta - \delta)$$

$$= K_4 V_{s1} \text{ min. sec. } (\beta - \delta)$$

also $V_{s1} = V_{s1}$ min. sec. $(\beta - \delta)$ (30)

Then at the same values of δ, and provided that sec $(\beta - \delta)$ is neither zero nor infinity we have :

$$V_{s2} = K_4 V_{s1} \qquad (31)$$

which is the same relation between the min. values on the two curves, and the curve V_{s2} is directly K_4 times the curve V_{s1}.

The corresponding relation between P_{r2} and P_{r1} is obtained by using Eqns. 11 and 29

$$AV_r \cos(\beta - \alpha) + BP_{r2}/V_r =$$

$$K_4 (AV_r \cos(\beta - \alpha) + BP_{r1} V_r)$$

From which :

$$P_{r2}/P_{r1} = K_4 + \frac{K_2 (K_4 - 1)}{BP_{r1}/V_r} \qquad (32)$$

Also, eqns. 11-13 may be used.

For the constant Q_r curves :

If the first curve V_{s1} with min. SE voltage V_{s1} min. and const. Q_{r1}, the second curve V_{s2} with min. SE voltage V_{s2} min. and const. Q_{r2} (V_{s1}, V_{s1} min., V_{s2}, V_{s2} min. may not be the

— the four values of V_s at δ_1 and δ_2 obtained by eqn. 19 are all equal and each value is equal to

$$V_s = \sqrt{A^2V_r^2 - {}^2I_r^2} = AV_r \cos \delta' = BI_r \cot \delta' \qquad (24)$$

— the closed loop is symmetrical about the line $\delta = \alpha$ and the curve $V_s = AV_r \cos(\delta - \alpha)$

When $BI = AV_r$ the V_s eqn. becomes

$$V_s = AV_r \cos(\delta - \alpha) \pm \sqrt{A^2 V_r^2 \cos^2(\delta - \alpha)} \qquad (25)$$

V_s is real for the complete range of δ.

For the positive values of the square root, $V_s = 2AV_r \cos(\delta - \alpha)$ for all positive values of $\cos(\delta - \alpha)$ and $V_s = O$ for all other values of δ.

For the negative value of the square root, $V_s = O$ for all positive values of $\cos(\delta - \alpha)$ and $V_s = -2AV_r \cos(\delta - \alpha)$ for all other values of δ. This -ve value of V_s may not correspond to the vector diagram (Fig. 12) and is not shown on Fig. 17.

When BI_r is greater than AV_r (which may not be practical) V_s is always real but not zero.

If $BI_r < AV_r$, the values of the SE voltage are min., for the upper part of the loop when $\delta = \alpha + \sin^{-1} \pm BI_r/AV_r$ and when $\delta = \alpha$ for the lower part of the loop. The SE voltage is a max., for the upper part of the loop at $\delta = \alpha$ and at $\delta = \alpha + \sin^{-1} \pm BI_r/AV_r$ for the lower part of the curve.

If $BI_r = AV_r$ the max. and min., values of the SE voltage occur respectively at $\delta = \alpha$ and from $\delta = \alpha \pm \frac{\Pi}{2}$ to $\delta = \alpha \pm \Pi$.

If BI_r/AV_r the max. and min. values of the SE voltage are respectively at $\delta = \alpha$ and $\delta = \alpha \pm \Pi$.

These values are obtainable from the vector diagram of Fig. 12 eqn. 19. and Fig. 17.

5. — *A Totally Rectangular RE Performance Chart:*

A combination of the four families of curves on Figs. 5, 8, 11, 17 forms the totally rectangular RE performance chart of the transmission network considered. This is shown on Figs. 18-a Fig. 18-b, which gives a part of each family of curves for the sake of following the construction of the chart. It is important to note that:

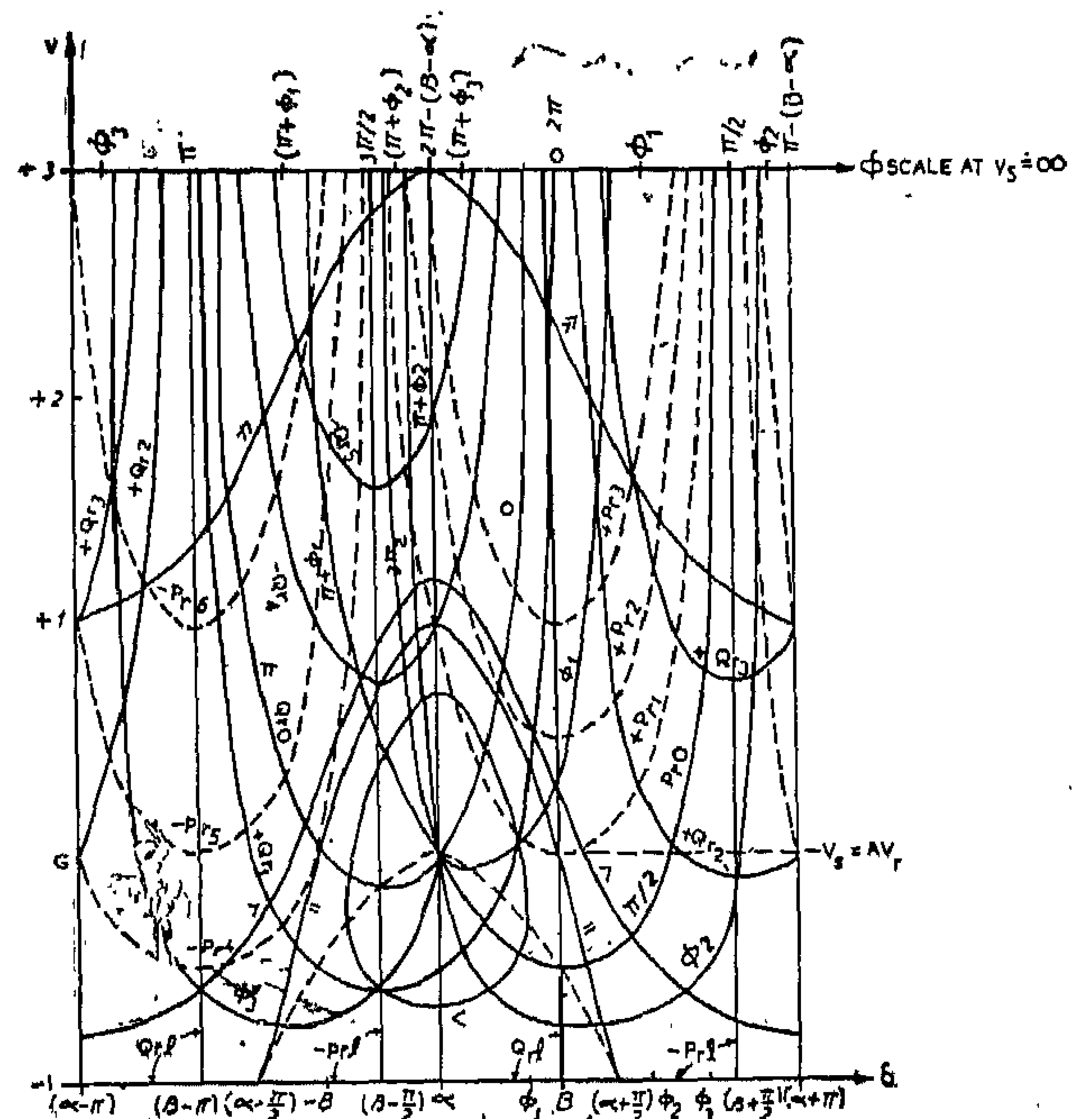


Fig. 18 (a) A complete rectangular RE performance chart.

— a — It covers all values obtainable from the concerned vector diagrams in the possibly workable and theoretically unworkable values of δ, but all values of δ considered are existing on the vector diagrams.

— b — It gives the RE performance (V_s, δ, VR, Φ, P_r, Q_r I_r) for positive and negative values of P_r and with the same two-axees for all mentioned quantities.

— c — The ranges of δ for stability where $(dP/d\delta)$ is positive are self obtainable from the chart.

— d — Critical values in the network operation (e.g.) Φ_1, P_{r1}, δ_1 and δ_2 are easily obtainable from the chart.

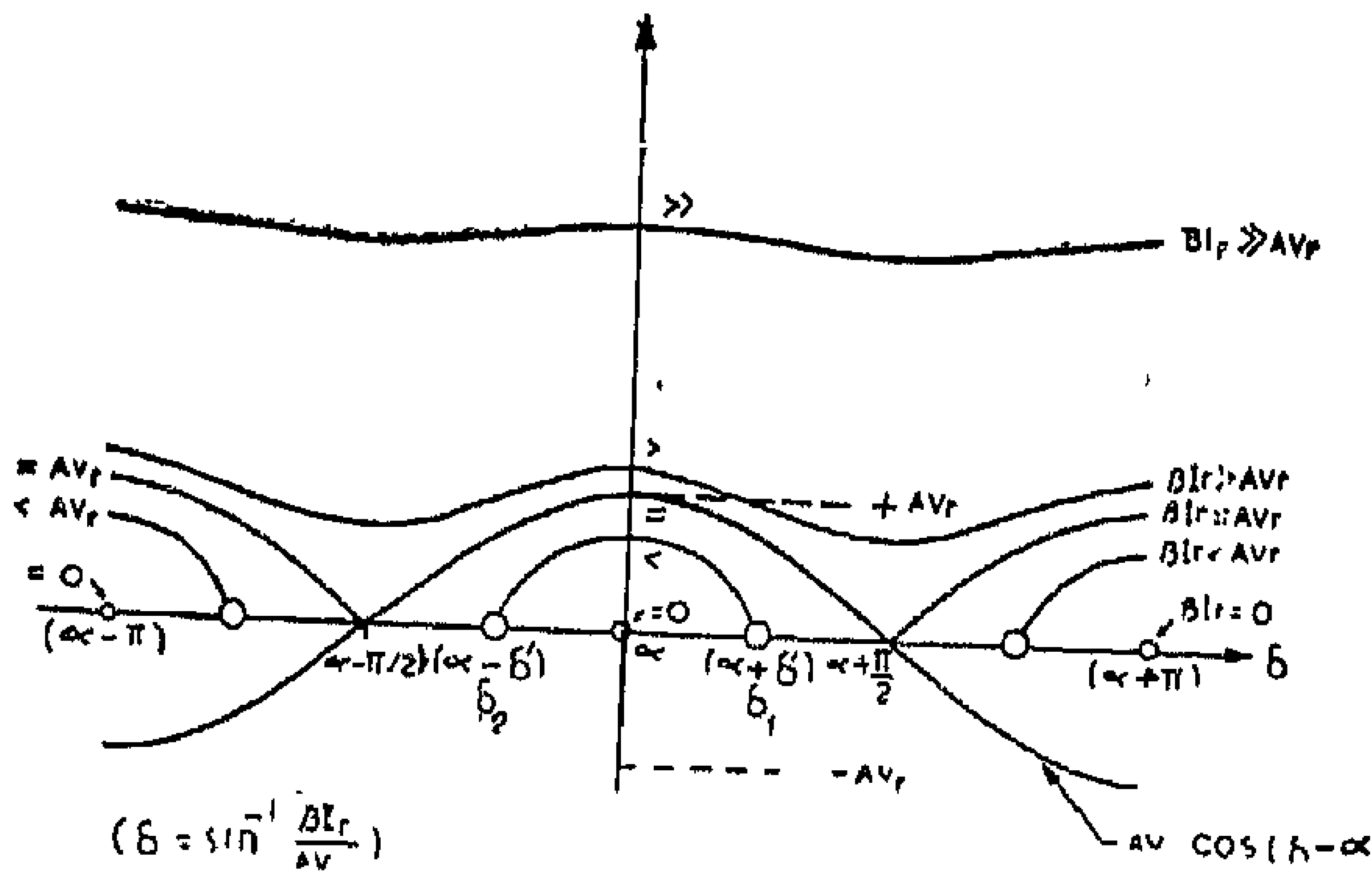


Fig. 14. Real values of the square root as fn. of δ for const. I_r

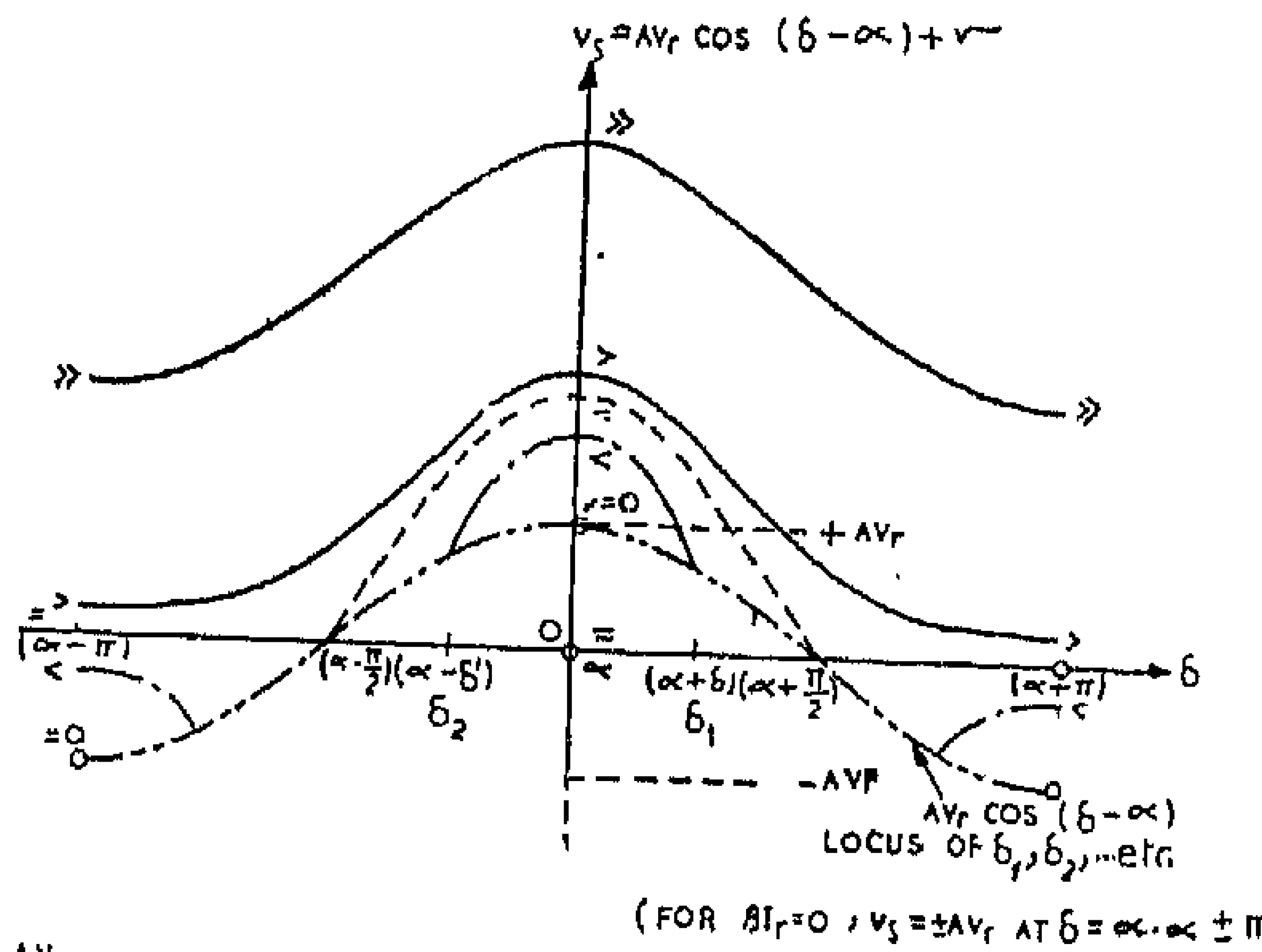


Fig. 15. V_s fn(δ) I_r const. for real values of V_s and positive values of square root.

Fig. 14 gives all possible real values of the square root as fn. of δ and BI_r. These values when added to or substracted from the term $AV_r \cos(\delta - \alpha)$ give the family of curves, under the same assumed values of δ and BI_r. This is shown on Figs. 15 and 16

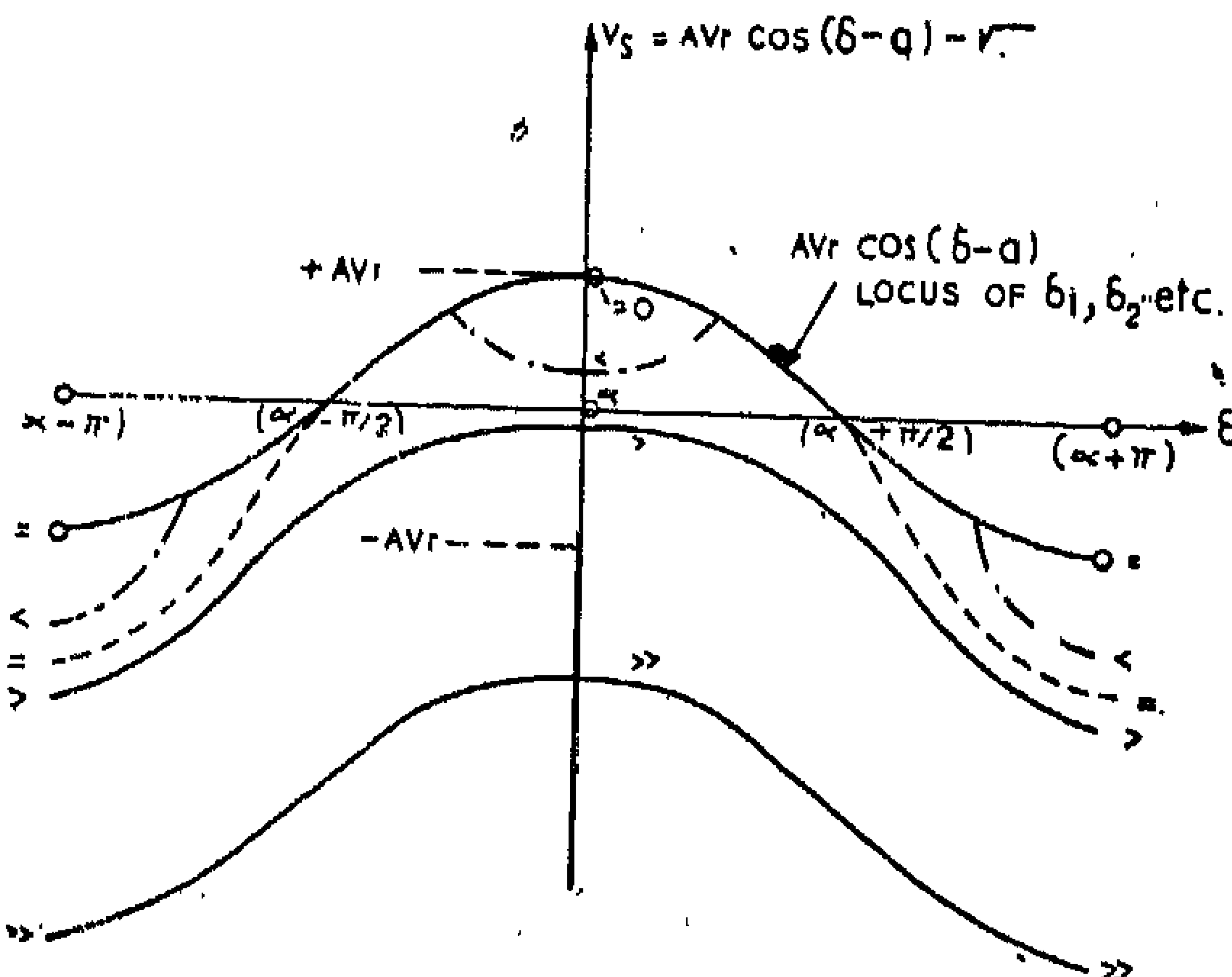


Fig. 16. V_s fn(δ)I_r const. for real values of V_s and negative values of the square root.

for the +ve and -ve real values of square root respectively. Fig. 17 is the same family of curves to correspond to the vector diagram of Fig. 12.

On Fig. 17 we have:

When $BI_r = 0$, $V_s = AV_r$ at $\delta = \alpha$.

But if BI_r *is less than* AV_r and for a certain loop of BI_r, there are two curves of V_s

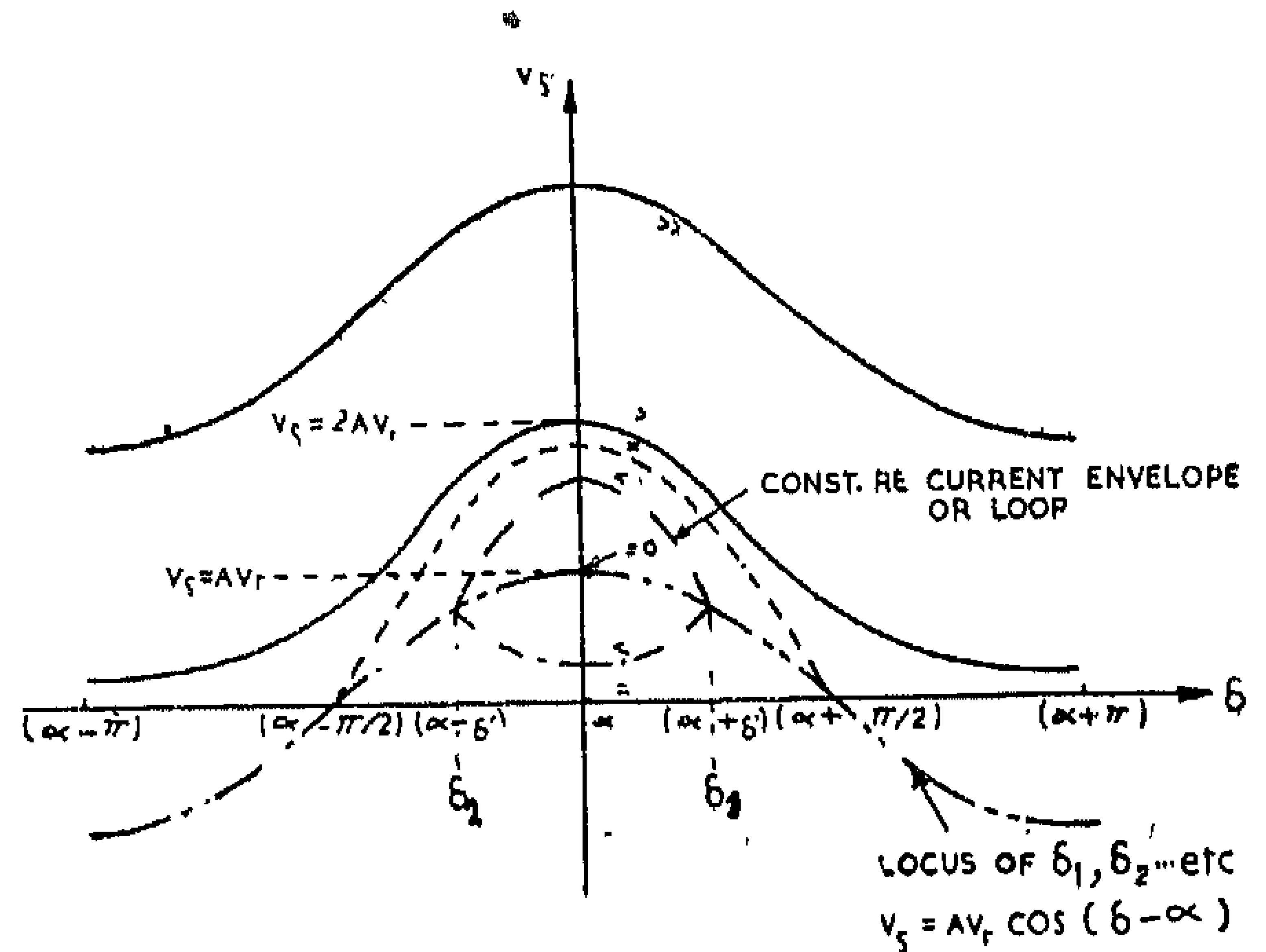


Fig. 17. Vector diagram ranges of operation of δ for each const. I_r curve

as fn. of δ forming a closed loop that encloses all similar curves of values of constant RE current ranging from zero up to the specified value of current of the outer closed loop. The angles δ' on Fig. 17 is given by (refer to Fig. 12):

$$\delta' = \sin^{-1} \pm BI_r/AV_r \qquad (21)$$

The limiting or critical or cut off two values of δ for the loop are:

$$\delta_1 = a + \delta' \qquad (22)$$
$$\delta_2 = a - \delta'$$

At the two critical values of δ we note that:

— the value of the square root is zero,

— the two curves forming the closed loop intersect each other, and the two points of intersection are on the curve:

$$V_s = AV_r \cos(\delta - \alpha) \qquad (23)$$

the same curve of the locus of the min. SE voltage obtained by eqn. 5.

The constant δ - SE voltage line (or vertical V_s line) in this case is obtained at a value of Q_r equal to Q_{r1} where

$$Q_{r1} = + \frac{AV_r^2}{B} \sin(\beta - \alpha) \qquad (17)$$

But at values of δ obtained from eqn. 13 and for the same value of Q_{r1}, the SE voltage is zero.

The ranges of δ for each curve of const. Q, may be obtained from Fig. 9 and are given in Table III.

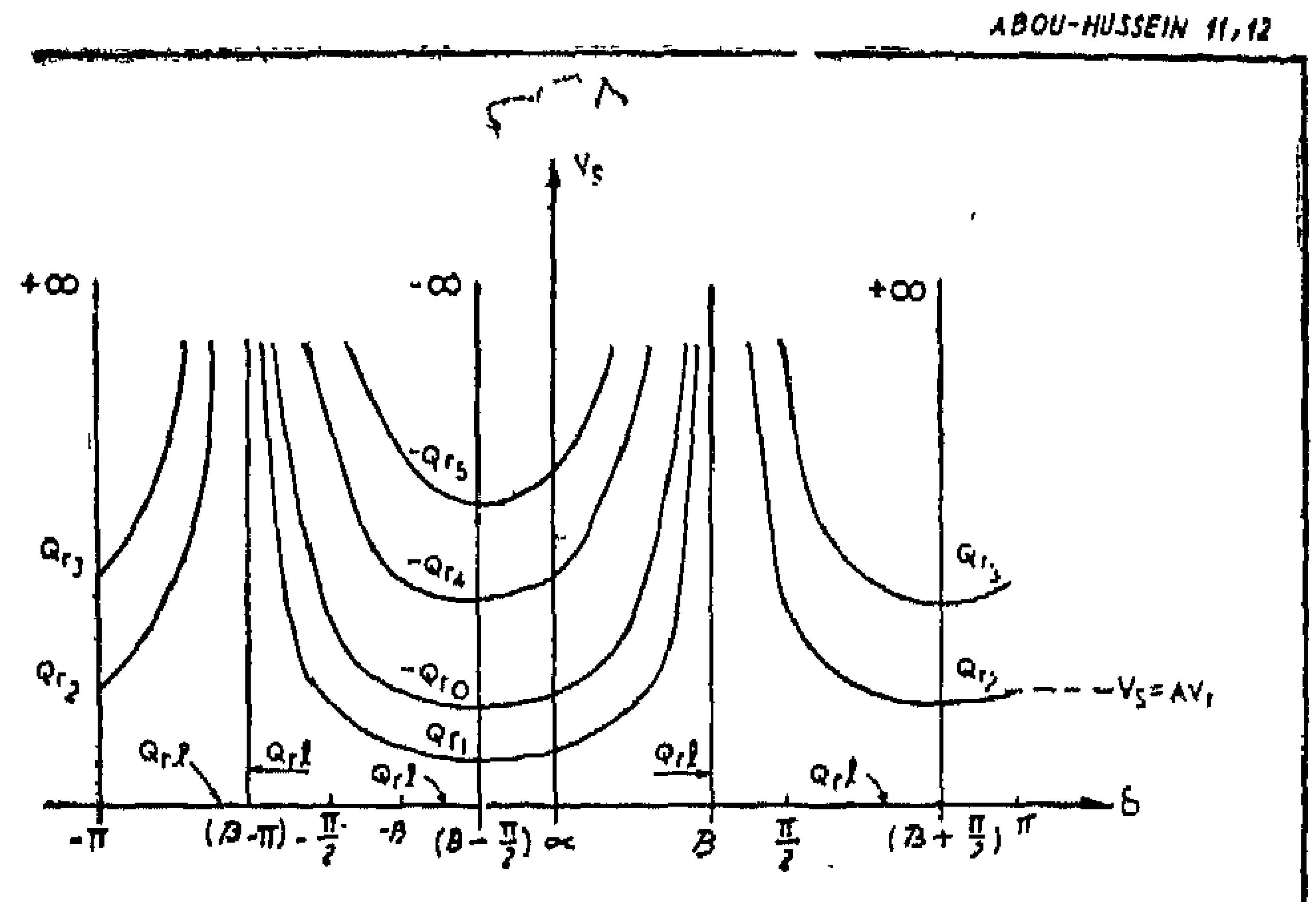


Fig. 11. Vector diagram ranges of operation of δ for each const. Q_r curve

TABLE (III)

Vector diagram limits of δ for const. Q_r, in the eqn. V_s = fn (δ) Q_r const.

Range of Q_r	- oo to O to Q_{r1}	Q_{r1}	Q_{r1} to + oo
Range of δ	β to α to (β - Π)	β, O, (β - Π) (3 - values not a complete range)	β to + Π to (β - Π)

— *d* — *Constant RE current* (BI_r) *family of curves.*

Referring to the vector diagram of Fig. 12 we have:

$$\delta' = \delta_1 - \alpha \text{ and } = - (\delta_2 - \alpha)$$

$$V_s^2 - 2\, AV_rV_s \cos (\delta - \alpha) + (A^2V_r^2 - B^2 I_s^2) = o \qquad (18)$$

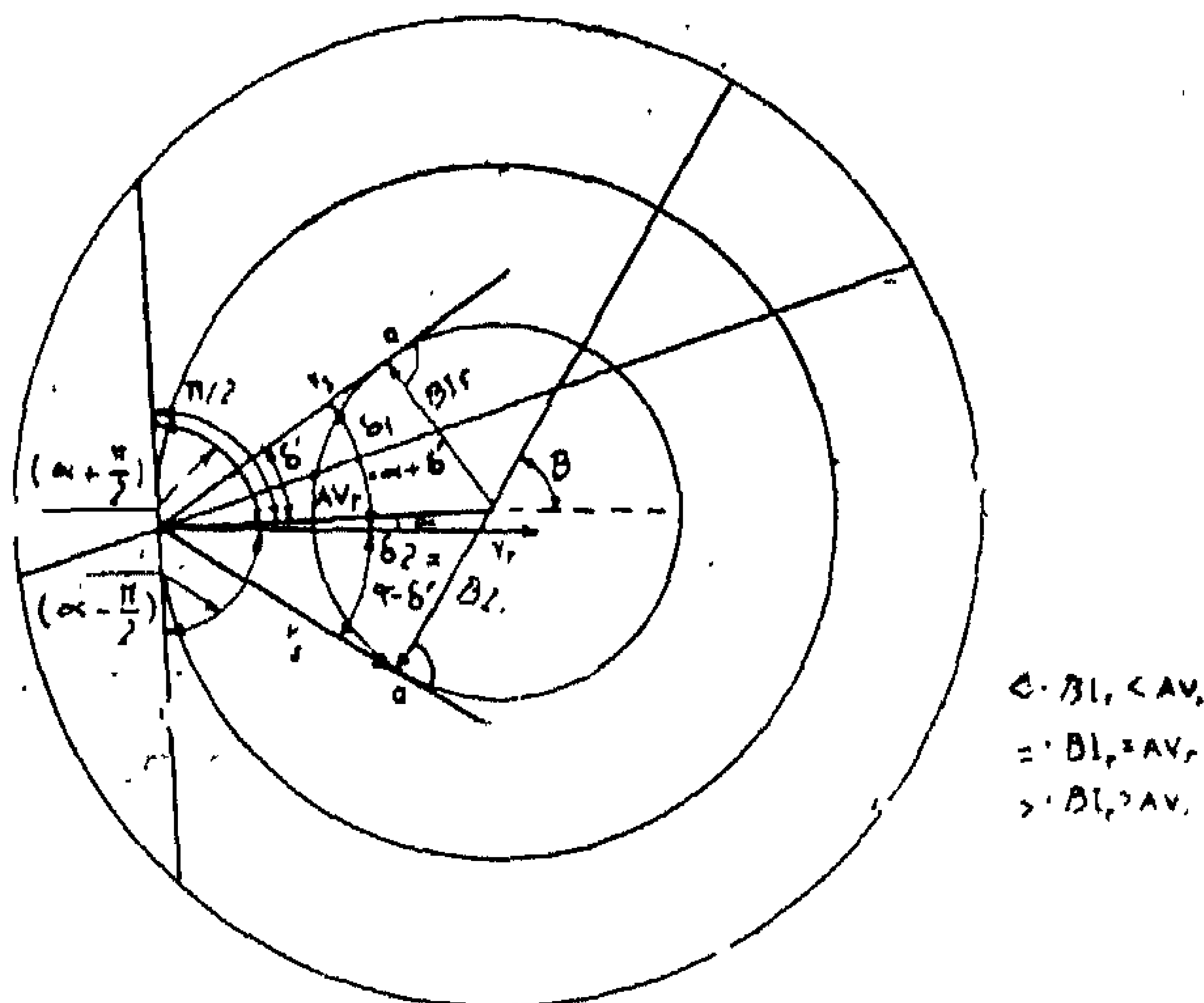


Fig. 12. Const. RE current circles. and values δ', δ_1 and δ_2

From which we get:

$$[\ V_s = AV_r \cos (\delta - \alpha) \pm \sqrt{A^2V_r^2 \cos^2(\delta - \alpha) - (A^2V_r^2 - B^2 I_r^2)}\ ]$$

I_r const. (19)

The variation of the value under the square root for different values of δ and B I_r is shown in Fig. 13. It is seen that V_s is real for all positive or zero values of these curve. The condiiton is achieved when

$$BI_r \geqslant AV_r \sin (\delta - \alpha) \qquad (20)$$

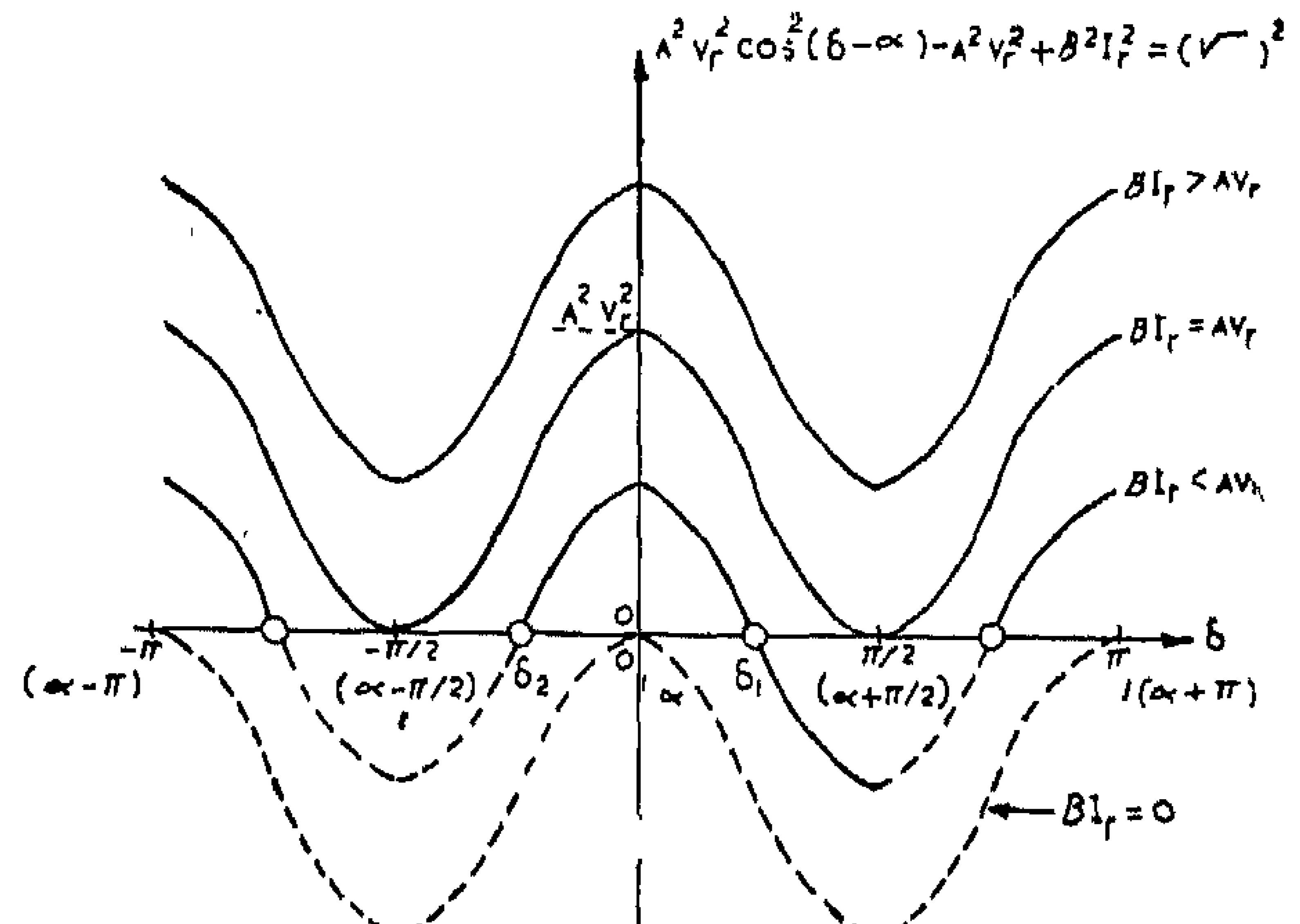


Fig. 13. The value under the square root fn δ for const. I_r.

ed values of δ. But at values of δ obtained by eqn. 12 and for the same value of $-P_{rl}$, V_s is zero.

The ranges of δ for each curve of a const. P_r may be obtained from the vector diagram of Fig. 9 and are summarised in TABLE II.

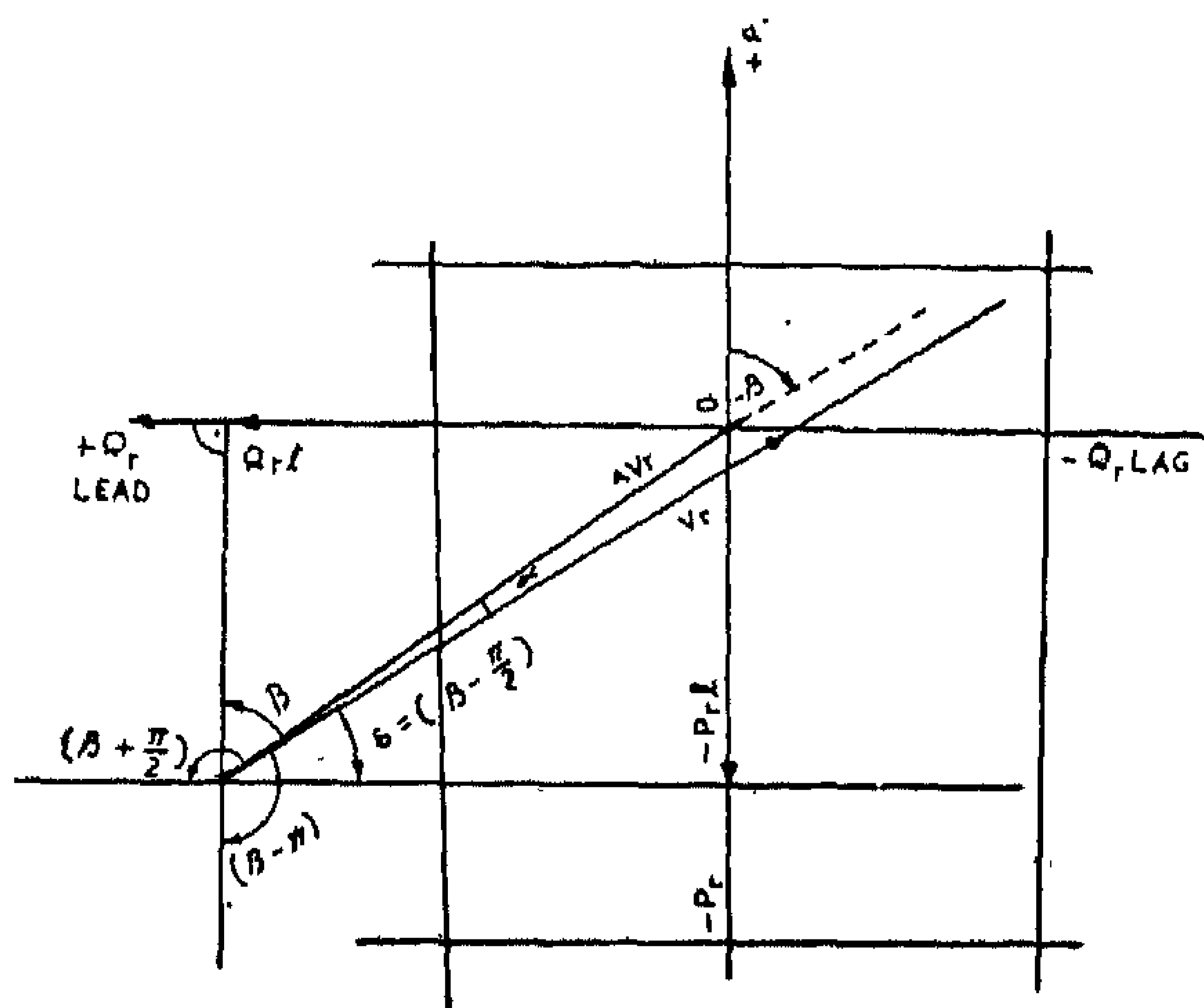


Fig. 9. $-P_{rl}$ and Q_{rl} on the vector diagram

— C — *Constant RE Reactive Power* Q_r *set of curves :*

$$V_s = \left[\frac{AV_r \sin(\beta - \alpha) - BQ_r/V_r}{\sin(\beta - \delta)} \right] \quad (15)$$

Q_r const.

This eqn. gives the general family of curves of Fig. 10, Fig. 11 represents the

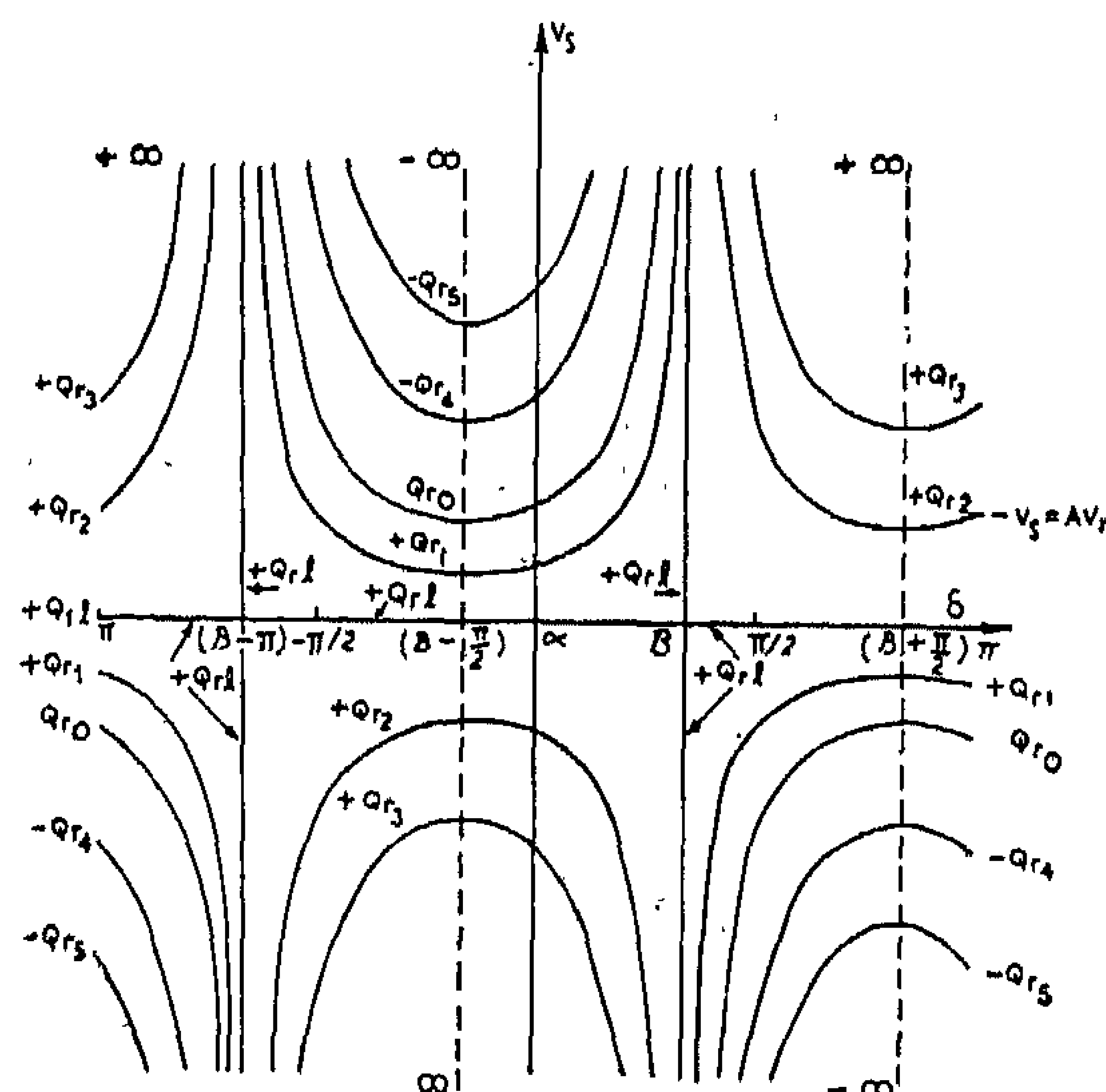


Fig. 10. Set of curves of $V_s = fn(\delta) Q_r$ const.

same family of curves to correspond to the vector diagrams of Fig. 6 and 9.

On Fig. 11, there is a min. value of V_s, for each curve. This min. value is given by :

$$V_s \text{ min.} = \frac{AV \sin(\beta - \alpha) - BQ_r/V_r}{AV_r} \quad (16)$$

at values of δ obtained from eqn. 13.

Also, for each const. Q_r curve, there is a max. value of V_s which is equal to infinity at values of δ obtained from eqn. 12.

TABLE (II)

Vector diagram limits of δ for const. P_r in the $V_s = fn(\delta) P_r$ const. eqn.

Range of P_r	$+\infty$ to 0 to $-P_{rl}$	$-P_{rl}$	$-P_{rl}$ to $-\infty$
Range of δ	$(\beta - \frac{\Pi}{2})$ to α to $(\beta + \frac{\Pi}{2})$	$(\beta - \frac{\Pi}{2})$, 0, $(\beta + \frac{\Pi}{2})$ (3 values not a complete range)	$(\beta - \frac{\Pi}{2})$ to $-\Pi$ to $(\beta + \Pi/2)$

A voltage regulation scale may be added on Fig. 5. It is obtained from the assumption that:

voltage regulation = VR

$$= \frac{V_s - AV_r}{AV_r} = \frac{V_s}{AV_r} 1 - 1 \quad (9)$$

Other expressions for voltage regulation for const. V_r may similarly give other scales.

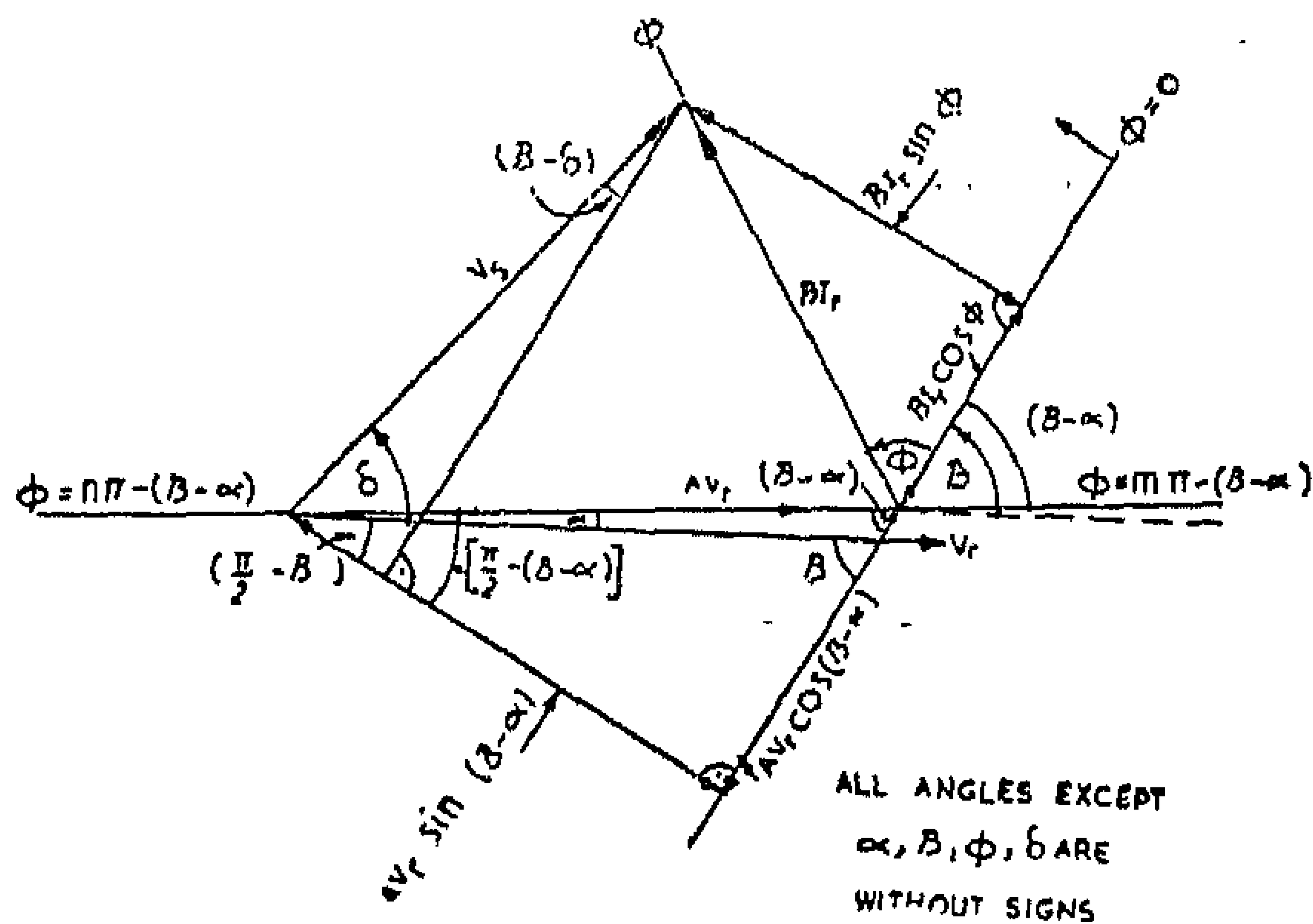


Fig. 6. Vector diagram with AV_r and BI_r resolved along the P_r and Q_r axees

— b — *Const. RE active Power* P_r *set of curves :*

With reference to Fig. 6, the required eqn. will be:

$$V_s = \left[\frac{AV_r \cos(\beta - \alpha) + BP_r/V_r}{\cos(\beta - \delta)} \right]_{P_r \text{ const.}} \quad (10)$$

The family of curves, each for a constant value of P_r, obtained by this eqn. is given on Fig. 7. Fig. 8 gives the same family of curves to correspond to the vector diagrams of Figs. 6 and 9.

The min. value of V_s for a const. value of P_r on Fig. 8 is:

$$V_s \text{ min.} = AV_r \cos(\beta - \alpha) + BP_r/V_r \quad (11)$$

at values of δ obtained by

$$\beta - \delta = m \frac{\Pi}{2} \quad (12)$$

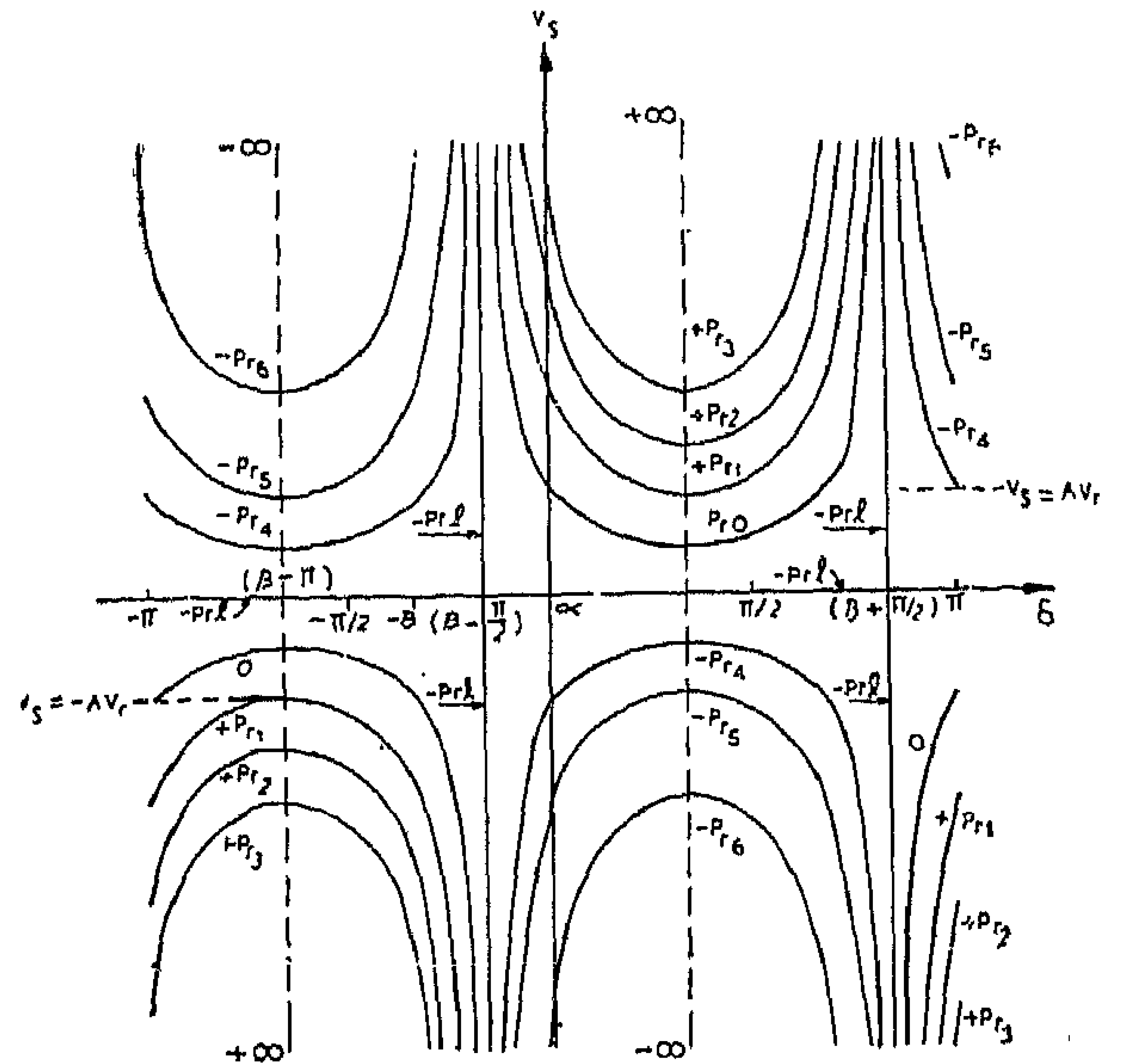


Fig. 7. Set of curves of $V_s = fn(\delta) P_r$ const.

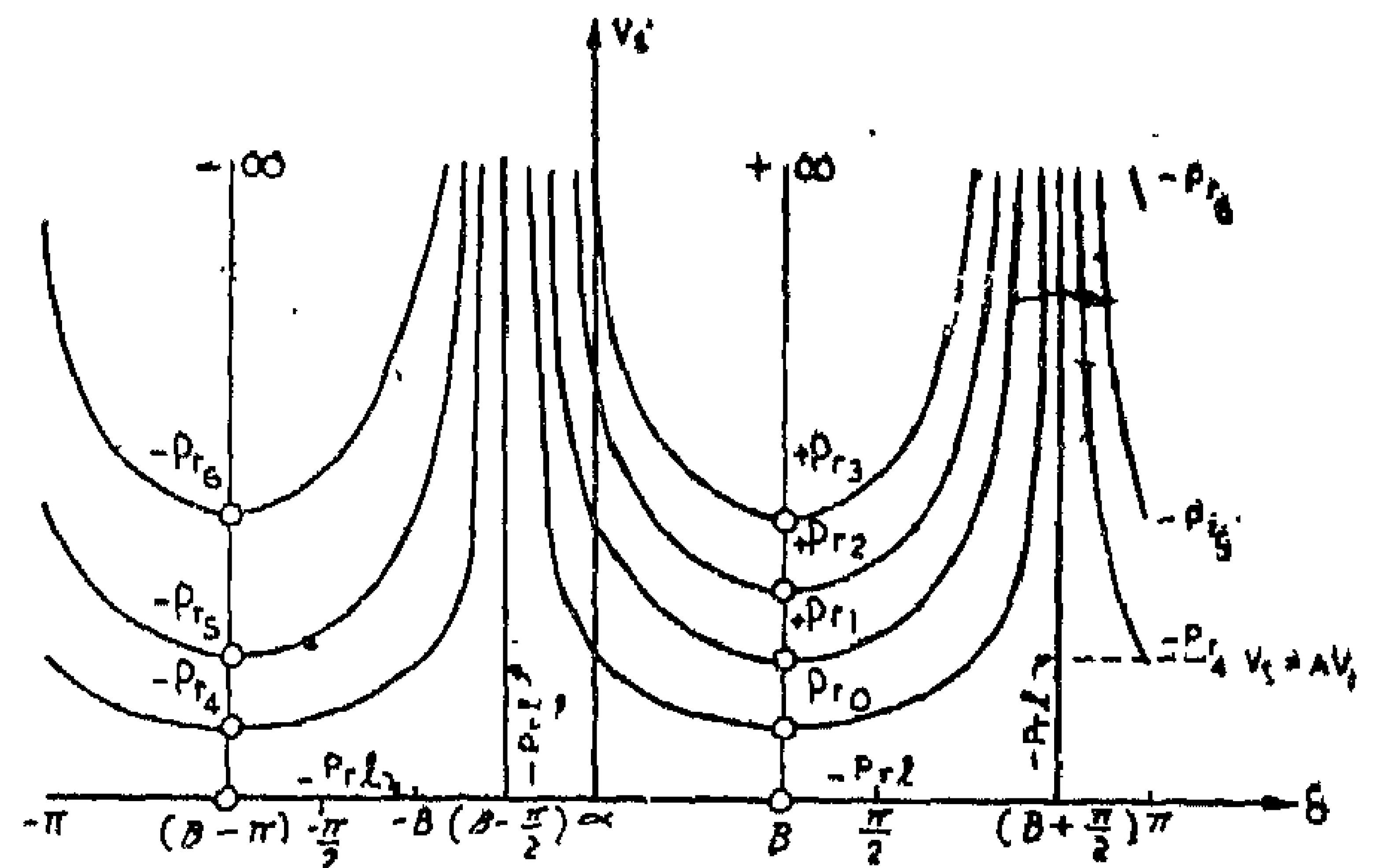


Fig. 8. Vector diagram ranges of operation of δ for each const. P_r curve.

where m is again a positive or negative even integer or zero.

For each curve, the max. value of V_s is infinity at values of δ given by:

$$\beta - \delta = n \, \Pi/2 \quad (13)$$

where n is a positive or negative odd integer.

If, at the values of δ obtained by eqn. 13, the value of P_r is equal to $-P_{rl}$

$$-P_{rl} = -\frac{AV_r^2}{B} \cos(\beta - \alpha) \quad (14)$$

then the transmission network operation will be a vertical V_s line on Fig. 8 at the consider-

There is a min. and a max. value of V_s for each curve.

The min. value of V_s is obtained when:

$$(\beta + \Phi - \delta) = n\,\Pi/2 \qquad (3)$$

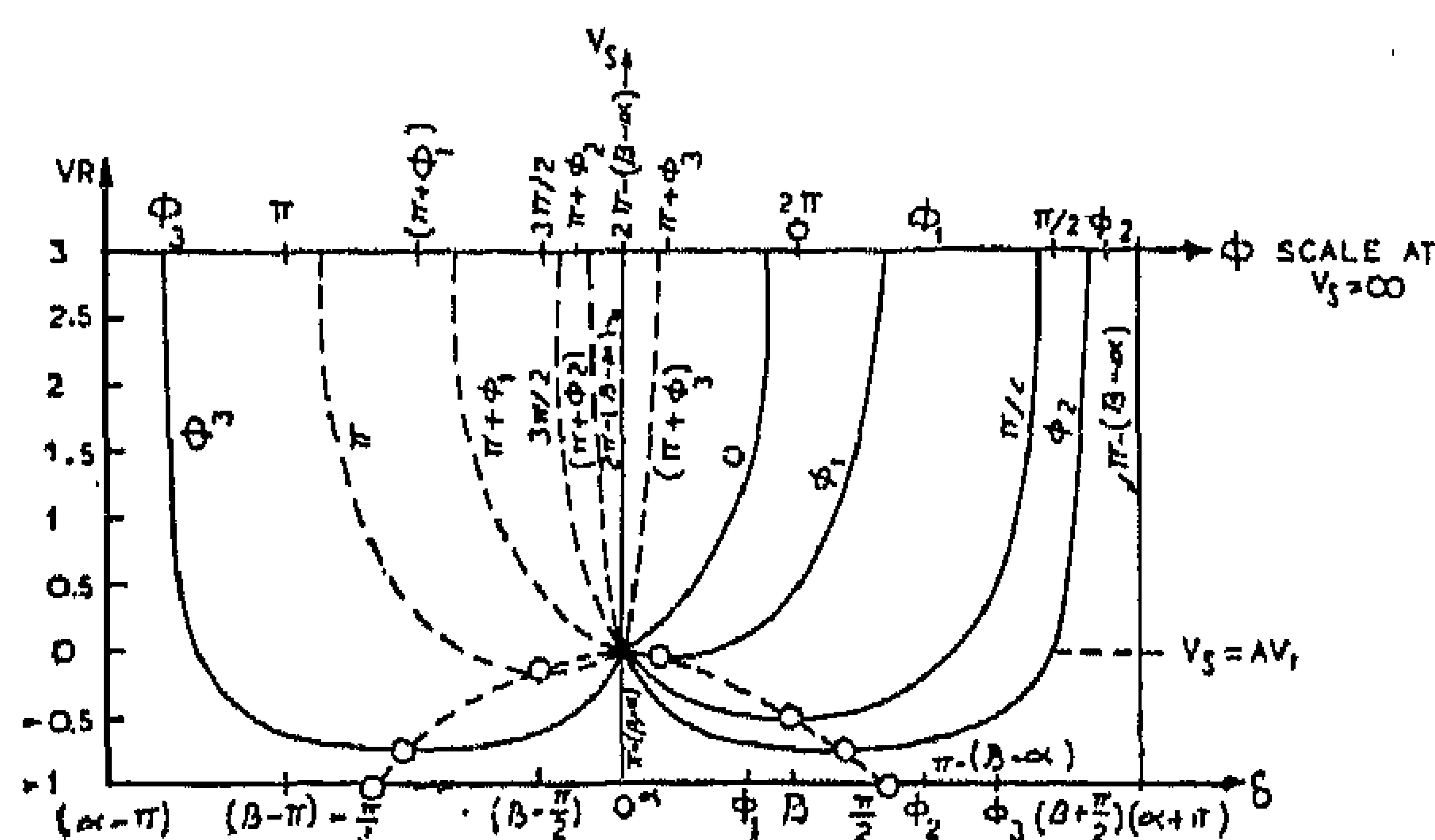


Fig. 5. Vector diagram ranges of operation of δ for each const. curve.

where n is apositive or negative odd integer, and the min. value of V_s will be:

$$V_s \text{ min.} = \pm\, AV_r \sin(\beta + \Phi - \alpha) \qquad (4)$$

with the positive sign to correspond to the vector diagram:

It may be noted that V_s min. exists on a part of Fig. 5 for any curve of constant Φ only if the value of δ obtained by eqn. 3 for the same value of Φ is within the values of δ between the limits obtained by eqn. 2 or as is shown in Table 1. The eqn. of the locus of the min. sending end voltage is obtained from eqns. 3 and 4 and is found to be

$$V_s \text{ min.} = \pm\, AV_r \cos(\delta - \alpha) \qquad (5)$$

with the positive value to correspond to the vector diagram.

The max. value of V_s for each curve is obtained when:

$$(\beta + \Phi - \delta) = m\,\Pi/2 \ \ldots\ldots \qquad (6)$$

when m is a positive or negative even integer or zero, and the max. value of V_s will be:

$$V_s \text{ max.} = \pm\, \infty \text{ (infinity)} \qquad (7)$$

with the positive sign to correspond to the vector diagram.

If, however,

$$\Phi = m\frac{\Pi}{2} - (\beta - \alpha) = \Phi_1$$

then $\quad V_s \text{ min.} = 0 \qquad (8)$

and at $\delta = \alpha + m\dfrac{\Pi}{2}$

V_s may have any value according to eqn. 1, and the network operation on Fig. 5 will be at a const. Φ and at a const. δ at the same time except for V_s min.

TABLE (1)

Limits of δ relative to Φ in eqn. 2

Range of Φ	$2\Pi - (\beta - \alpha)$ to $\Pi - (\beta - \alpha)$	$m\dfrac{\Pi}{2}(\beta - \alpha)$	$\Pi - (\beta - \alpha)$ to $2\Pi - (\beta - \alpha)$
Range of δ	from α to +ve values greater than α	α if =0, 4, 12 16, .. till $V_s = AV_r$ .. till $V_s = 0$ α if =2, 6, 10 $\Pi - (\beta - \alpha)$ if m=2, 6, 10 .. For V_s greater than 0 at $\Phi = \Pi - (\beta - \alpha)$	from α to 0 to −ve values of α

3. — *General Method adopted:*

The following method is used to obtain the rectangular chart:

a) V_r is assumed constant.

b) V_s fn. δ equations are then developed for the variable receiving end quantities, each quantity of which is made constant in one equation.

c) It is then found necessary to limit the operation of each equation thus found in a certain range of δ obtained from the vector diagram. The limits of δ for all equations are given and some deductions are obtained.

d) A receiving end performance chart of the transmission network considered is obtained in one rectangular representation.

4. — *Derivation of the chart equations, their vector diagram δ — limits and conclusions:*

a — Constant receiving - end power angle Φ set of curves;

Referring to Figs. 1. and 2, and assuming that Φ changes from O to 2Π in the arrow direction on the vector diagram, the required equation is of the form;

$$V_s = AV_r \frac{\sin(\beta + \Phi - \alpha)}{\sin(\beta + \Phi - \delta)} \Bigg] \Phi \text{ const.} \quad (1)$$

The vector diagram limits of δ in this equation are:

$\delta = \alpha$ at $V_s = AV_r$ to $(\beta + \Phi)$ at $V_s =$ infinity (2)

Fig. 3 represents equation 1 with different values of Φ without the δ-limits imposed by equation 2. Fig. 4 gives the locus of the minimum values of the SE voltage. Fig. 5 represents equation 1 with δ-limits (by eqn. 2) of each Φ together with a part of the minimum SE voltage locus

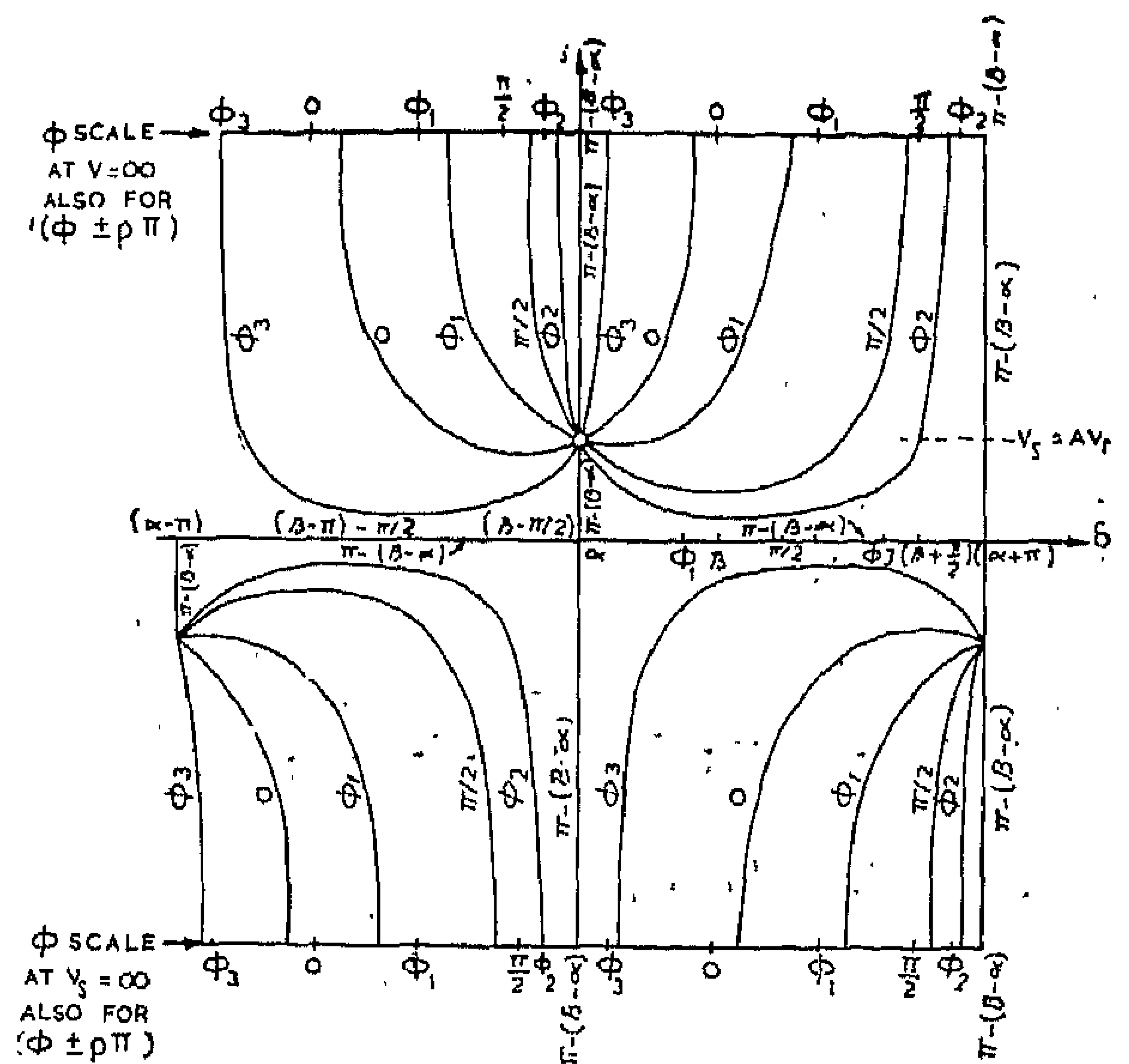


Fig. 3. Set of curves of V_s=fn (δ) Φ const.

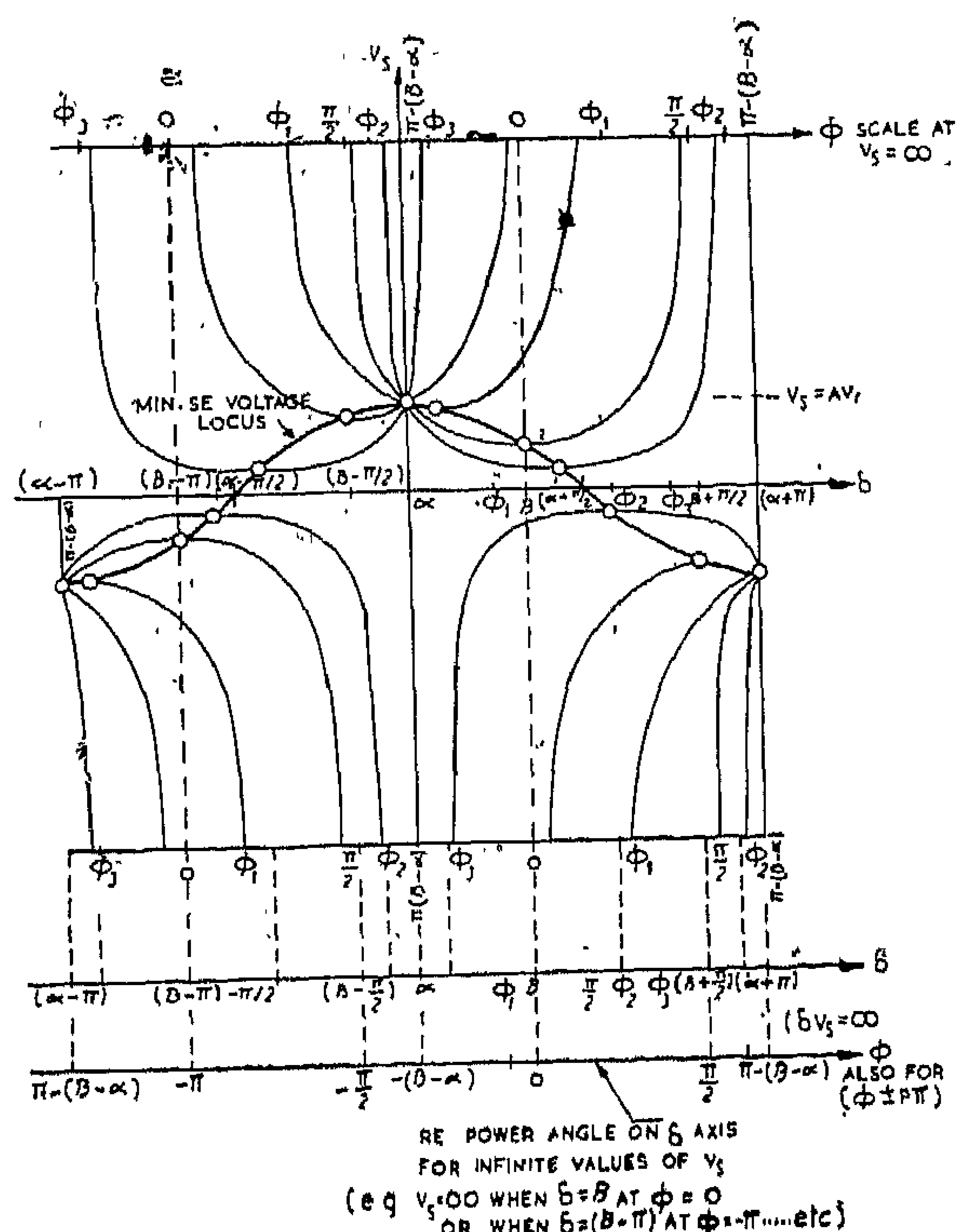


Fig. 4. Min. SE voltage locus of eqn. V_s=fn (δ) Φ const. (p is an integer or zero)

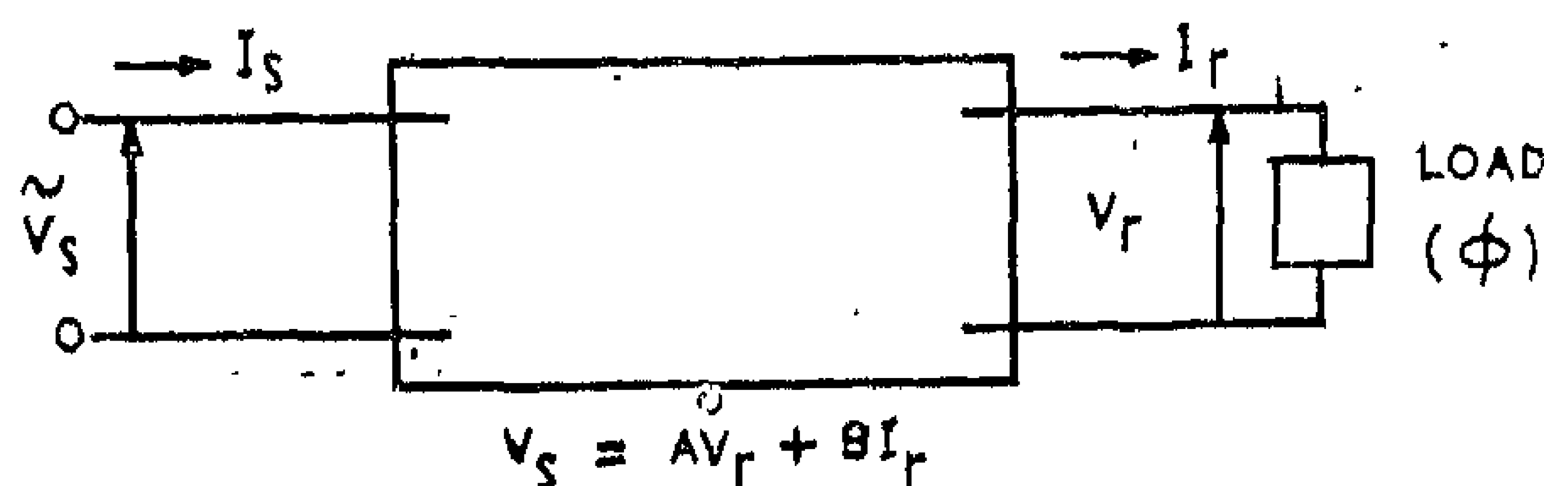


Fig. 2. A 4-terminal passive network with power fed from its SE

The receiving-end voltage is assumed constant as usual, and the transmission network is capable of transmitting power from either end. The two axees of the rectangular chart are the sending-end voltage and displacement angle. The chart gives 4-sets of curves. Each set represents the variations in the sending-end voltage and displacement angle for a constant receiving end quantity, the constancy of which is maintained in each curve of the same set of curves, but is varied from one curve to the other in the same set. A totally rectangular chart is thus obtained with six operating quantities. A 7th quantity, being the network voltage regulation, is then added as scale graduations on the sending-end voltage axis.

Beside its operation with the same reference point and axis for all quantities concerned, the unified reference chart has the following advantages :

a) It gives the relations betweeen the quantities concerned as in the existing chart diagrams with the network fed with power from either end.

b) The relations between the displacement angle in specific and the mentioned quantities are clearly added.

c) A complete study of the sending-end voltage variations with all concerned quantities is included with the result of obtaining the locii of the minimum sending-end voltage.

d) The chart may be found useful in some stability studies beside its normal use as characteristic charts of the network considered.

e) The field of application of the chart is particularly extended to both practical and theoretical studies. Values of the displacement angle for maximum, minimum, and vector diagram limiting values of the concerned quantities are particularly indicated.

f) Values of the concerned quantities with special interest in the network operation are clearly given, and the special phenomenae are self explanatory from the chart.

g) The constant receiving-end current curves on the rectangular chart are found and proved to be of special shapes for the different operating conditions.

2. — *List of symbols used :* Let :

V_s sending end phase voltage in volts.

V_r receiving end phase voltage in volts.

I_r receiving end phase current in amperes.

Φ receiving end load power angle

$\Phi 1$ a special value of Φ degrees.

A,B network transmission constant.

α or α, β vector angles of A and B respectively.

δ network displacement angle between V_s and V_r degrees.

δ' angles equal to $\sin^{-1} \pm BI_r/AV_r$

δ_1, δ angles equal to $\alpha \pm \delta'$ (+ve for δ_1 and −ve for δ_2) degrees.

P_r, Q_r receiving −end active and reactive phase power in watts and VARS respectively.

P_{r1}, Q_{r1} special values of Pr and Qr and equal to $-\frac{AV_r^2}{B}\cos(\beta-\alpha)$ and $\frac{A}{B} v_r^2 \sin(\beta - \alpha)$ vars.

VR an expression of net pork voltage regulation and is equal to $\left(\frac{V_s}{AV_r} - 1\right)$.

RE stands for receiving end.

SE stands for sending end.

A TOTALLY RECTANGULAR RE REPERFORMANCE CHART OF THE POWER TRANSMISSION LINE WITH POWER FED FROM EITHER END

By

M.S.M. ABOU HUSSEIN
B.Sc., Ph.D., Dic., S. Member I.E.E.E., Assoc. M.I.E.E.
Assistant Professor, Faculty of Engineering, Giza.

1. — Introduction.

The existing charts of the 4-terminal passive network, in general, and of the power transmission line in specific are merely vector diagrams obtained from the equations concerned. Such chart diagrams may be obtained either directly from their equations (as in the voltage and current chart diagrams) or by vector-rotation or scale — variation (as in the normal power diagram or universal power diagrams and the like).

As a result of this method of representation the chart diagrams thus obtained are neither totally rectangular nor totally polar, but a combination of the two methods is used. As an example, in the voltage chart diagram, the sending — end voltage, displacement angle, power angle and receiving — end current are obtained by the polar representation, while the active and reactive receiving end powers are obtained by the rectangular method. Moreover, the reference point and axis of the sending end voltage and displacement angle are not the same as the reference point and axis of the receiving end current and power angle. Also, the rectangular reference point and axis for the receiving end active powers are not the same as that for the sending end voltage. This is clearly shown in Fig. 1. This may cause some complexity in the operation of a full chart diagram, and difficulty in transferring from one reference point and axis to the others on one chart. And, this does not give the variations in the different quantities concerned according to one-system of representation.

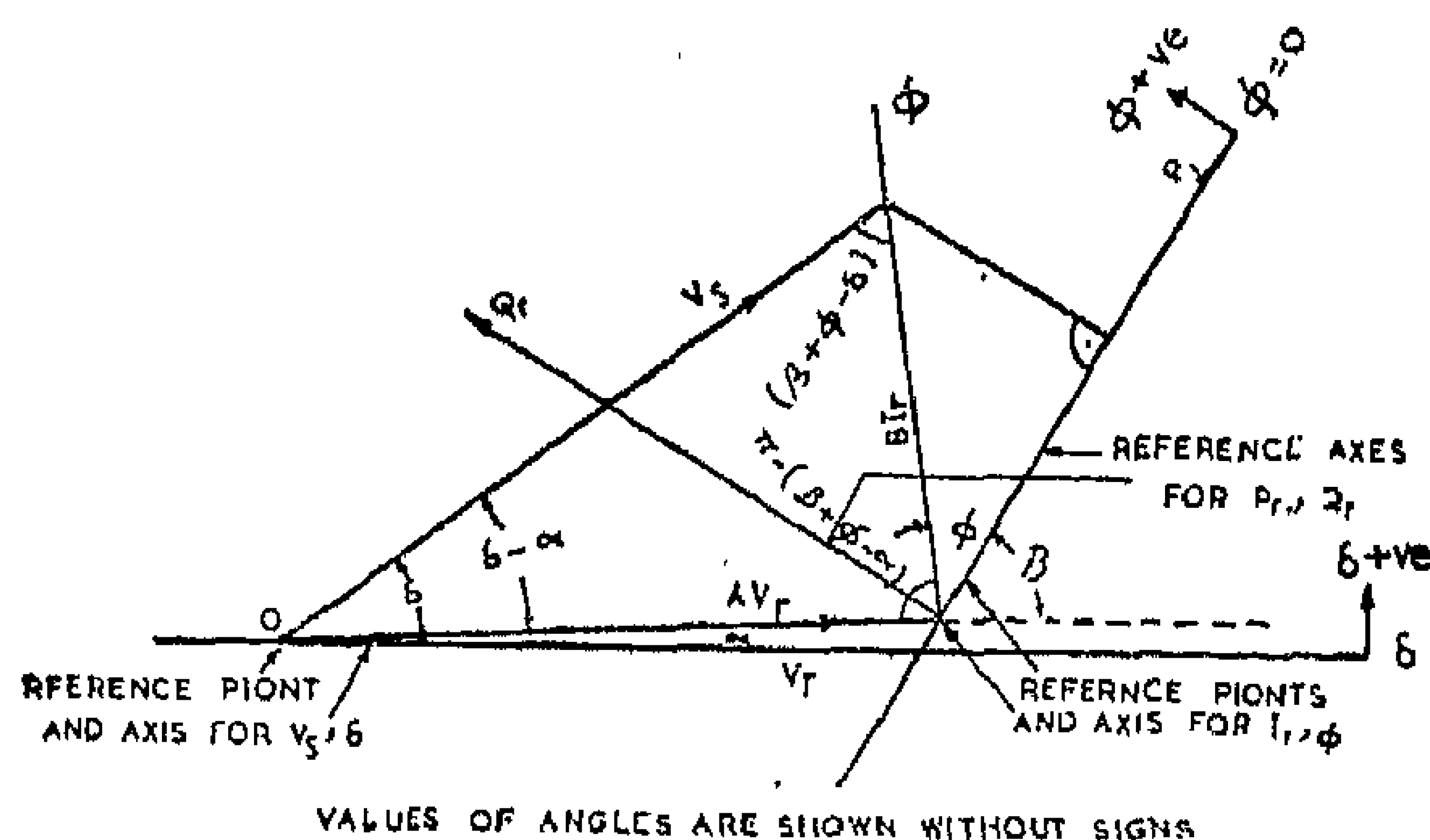


Fig. 1. Vector diagram of SE voltage eqn.

This paper studies for the 4-terminal passive network, Fig. 2 of known transmission constants, in general, and the overhead power transmission line in specific, the possibility of having a receiving end totally rectangular chart for all quantities concerned. One method for making such unified-reference chart is explained and the chart is given with its equations, main characteristics and a solved example.

REFERENCES

1. H. Kallmann, "Neutron Radiography", Research, Vol. 1, p. 254-60 (1947).

2. J. Thewlis, "Neutron Radiography", Brit. J. Applied Physics, Vol. 7, p. 345-50 (1956).

3. J. Thewlis, "Neutron Radiography", in Progress in Nondestructive Testing, Published by Heywood, Ltd., London, 1958, p. 111-126.

4. H. Berger, "Comparison of several methods for the photographic detection of thermal neutron images", J. of Applied Physics, Vol. 33 p. 48-55 (1962).

5. H. Berger, "Neitron Radiography", Scientific American, Nov., 1962.

6. H. Berger, and W. N. Beck, "Nuetron Radiographic Inspection of Radioactive Irradiated Reactor Fuel Specimens", Nuclear Science and Engineering, Vol. 15, p. 411-414 (1963).

Fig. 10 shows a micrograph of the resolution piece and Fig. 11 shows an enlarged neutron radiograph of the same piece.



Fig. (10)

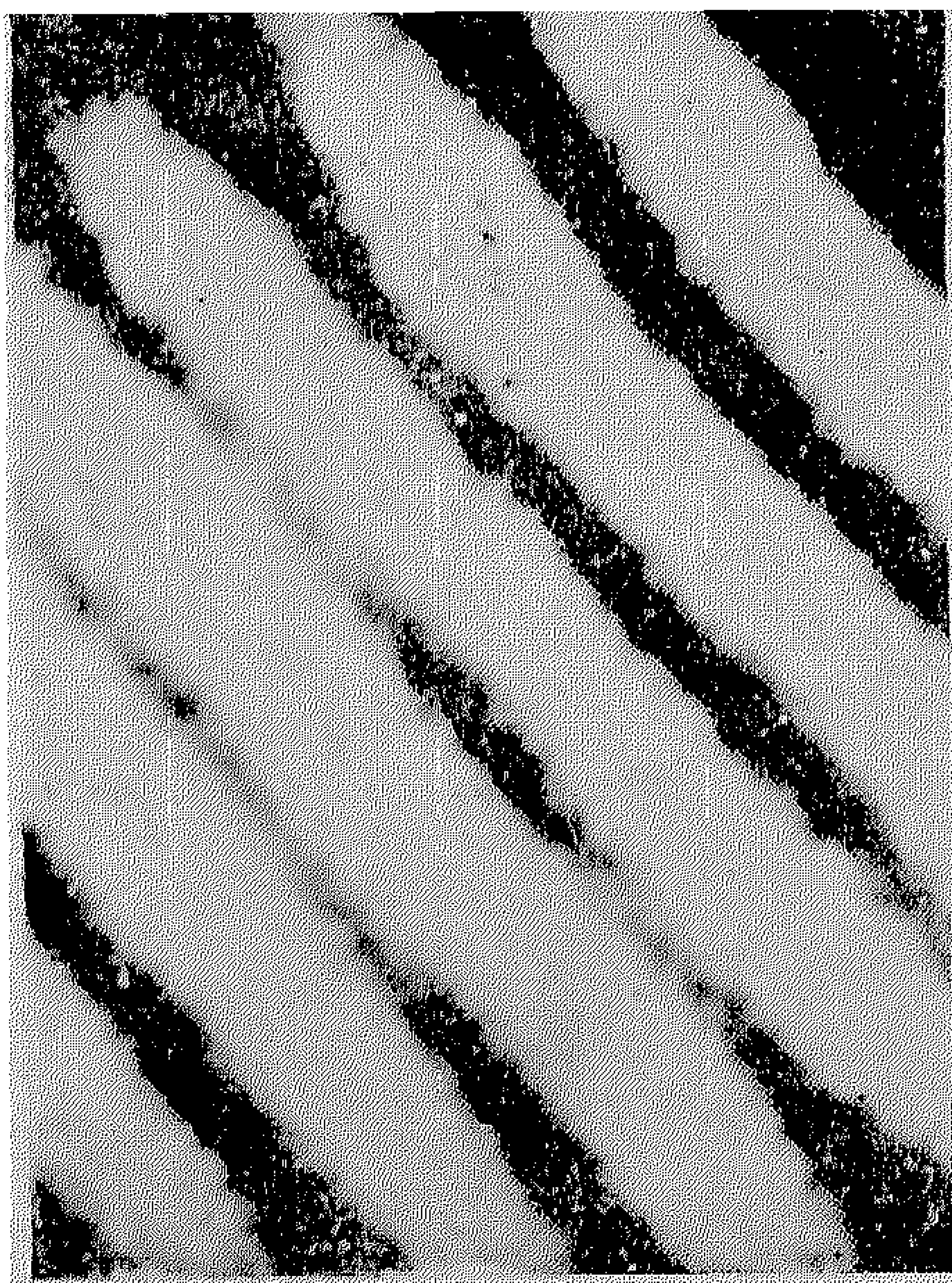


Fig. (11)

SUMMARY :

The technique of neutron radiography is a fairly new technique in nondestructive testing. It is a versatile technique and one that could be used in many cases where others fail. The resolution of the technique depends on many factors, including the type and quality of the neutron image convertor used. It seems from qualitative studies that the best results are obtained with the direct exposure method using a gadolinium screen 0.4 mils thick as a convertor.

It is important to determine the overall resolving ability of the technique independant of the nature of the sample. This can be achieved by including a resolution piece under conditions identical with those of the actual test. Such resolution piece has been described and pictures and radiographs have been given.

There is still need for work on high resolution neutron radiography before it can be used reliably for such applications as neutron micrography, but it does seem feasible to develop such a technique at least for certain classes of alloys.

ACKNOWLEDGEMENT

It is a pleasure to acknowledge the help and encouragement received while doing this work, from the director of, and all my colleagues at, the Institute of Nuclear Science and Engineering of Argonne National Laboratory.

I would particularly like to express thanks and appreciation for the very capable assistance of Mr. R. Friddle, and the cooperation of the nondestructive testing group of the metallurgy division of the Laboratory. My thanks also go to the Faculty of Engineering Cairo University for providing me with the opportunity to do this work by granting me a leave of absence.

ness. The whole assembly was then heated to 250 deg.C. in a muffle furnace. The assembly was then transferred quickly to a 50 ton press where they were press welded and the thickness reduced slightly. Lateral spreading took place particularly near the edges. The stack, now in one piece, was then chopped up very carefully to pieces 1×1/2 inches during which operation some came undone but some remained stuck. One piece was sandwiched between two aluminium plates and the sandwich then clamped tight in a small vice and milled down with great care reducing the size to 1×3/16". The piece was then removed, and twisted slightly around an axis parallel to the long edge of the piece.

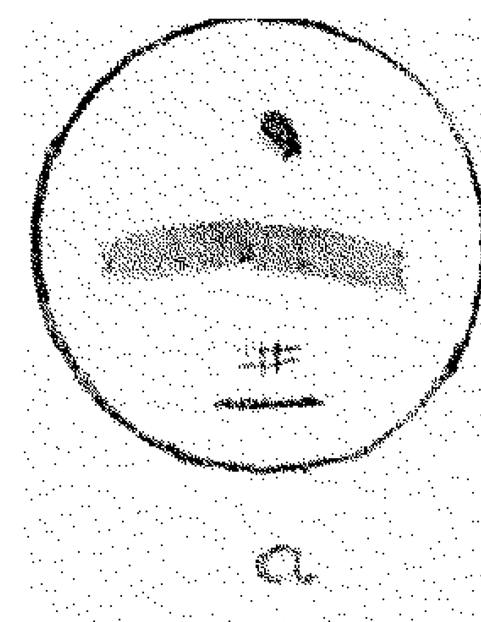
It was then mounted in a lucite disc using a metallographic mounting press in the same way used to mount metallographic specimens, with the twisted sheets running more or less perpendicular to the plane of the disc. The lucite disc with the piece embedded in it was then ground down with the minimum of pressure on a grinding wheel with fine emery paper. During grinding adhesive tape was stuck to the face of the disc while its two ends were held by the fingers, as the disc was too thin to hold directly. Grinding was performed on one surface of the disc and then the other alternately until the thickness of the disc reached 20 mils. Both sides of the disc were then polished on an ultrasonic vibratory polisher.

How the resolution piece works: Cadmium has a very high absorption cross section for thermal neutrons while lead is almost transparent to them. A stack of alternate sheets of cadmium and lead, will provide for thermal neutrons travelling parallel to the sheet plane, easy passages separated by virtually impermeable walls. However, if the direction of the neutron beam was out by only about five degrees, the passage would be completely blocked. A deviation of this amount could easily be expected to occur if the sheets in the resolution piece were straight but not quite perpendicular to the disc surface, or if the neutron beam was very slightly inclined to the surface of the disc and film. The twist in the resolution piece is meant to overcome this difficulty, the neutrons will find a position on the twisted piece where the direction of the motion is along a clear passage.

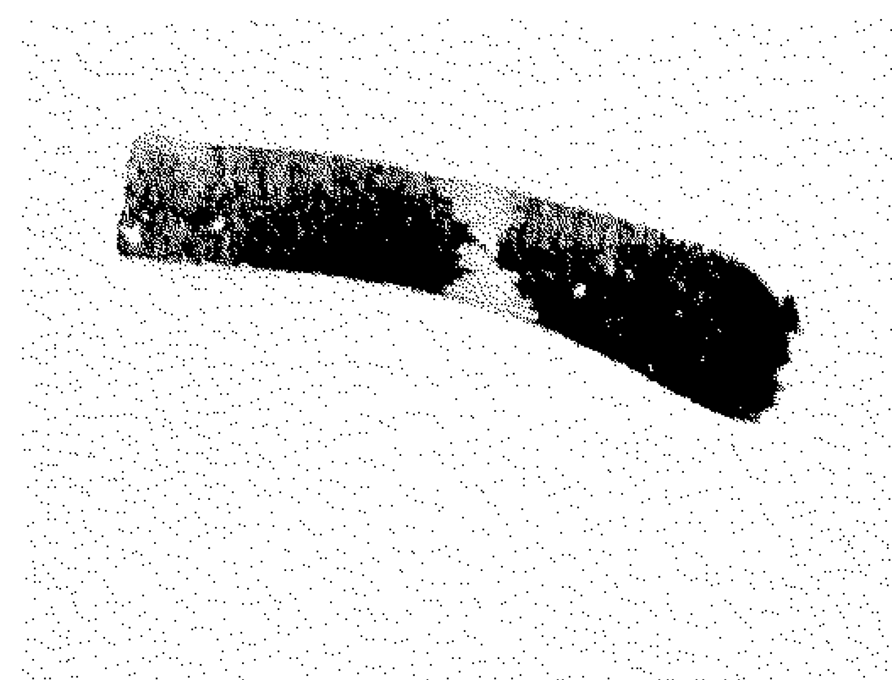
Fig. 9 shows:

a) a photograph of one resolution piece,

b) a neutron radiograph of the same piece where one can see that the laminated structure of the piece was visible at one position along it.



a



b

Fig. 9

were discarded, there were tiny pinholes. The extremely thin foil produced was somewhat pyrophoric, thicker foil showed no pyrophoricity. On one occasion a foil flashed and burned out instantly as it was taken out from the exposure cassette. Static electricity was blamed for it, and it became the procedure to earth anything that the foil may touch.

Effect of gadolinium foil thickness on speed and resolution:

In order to evaluate the effect of gadolinium foil thickness on the speed and resolution of the neutron radiographic technique, a series of radiographs were taken, of the rolled boron aluminium alloy. In order to eliminate as much as possible the effect of film grain another film was chosen, the Kodak SA Type V-O cut film. This film is primarily used for spectral analysis and is much slower and finer grain than type AA., it resolves more than 225 lines/mm. A combination of foils were used to give a total thickness of .1, .2, .3, .4, .5, 1.0, 1.5 mils. The radiographs were taken under identical conditions. The density of the developed film, at the same point on each radiograph, was measured and Fig. (8) shows the density on an arbitrary scale, against the foil thickness. It can be seen that a foil thickness of about .4 mil gave the maximum speed. On basis of known values of neutron cross section and the mass absorption coefficient of the gamma ray produced in the (n, γ) reaction and the range of beta particles produced in the decay process, one would expect the maximum speed to be around .3 mils which is in fair agreement with the results of these experiments. Resolution, however, deteriorated progressively as the thickness of the foil was increased. It seems thus that the use of foil thicker than .4 mils is undesirable both from the point of view of speed and resolution. However, since the speed of the ultra-fine grain films used for high resoluton is inevitably very low, a compromise has to be worked out between the speed and resolution, on basis of which the proper thickness of the foil is chosen. Except where a very high degree of resolution is essential a .4 mil foil is adequate.

It must be noted however, that it was impossible to seperate effect of lack of resolution due to the technique used from the effect of the three dimensional distribution of the boron containing phase in the alloy, i.e. a certain amount of fuzziness will have remained even if the resolution of the method was "perfect". Because of this, it was thought advisable to make our own sample for checking the resolution, "a resolution piece", where we can actually choose the shape, size, and distribution of the two phases. It was decided that the best configuration would be alternating parallel plates of one phase then the other, where we could control the thickness of the plates. An overall resolution equivalent to the thickness if the plate will be achieved, if on the radiograph, the different plates appear as distinct lines.

A set of resolution pieces would be required to cover a wide range of objects.

Making the resolution piece: Two strips, one of cadmium, and the other of lead, each measuring 3 × 4 inch and approximately 1/8th inch thick, were thoroughly cleaned. They were then rolled down according to the following schedule: 25 mils reduction in thickness per pass until a thickness of 50 mils., then reductions of 10 mils per pass until a thickness of 50 mils., then reductions of 10 mils per pass until a thickness of 20 mils, then reductions of about two mils to the final thickness required, which in one piece was 5 mils. The long rolled strips were then cut up to suitable lengths and stacked on top of one another alternating foils of one metal with one of the other to total number of about 40. The stack was then wrapped in a thin guage aluminium foil. The wrapped stack was then placed between two heavy plates of stainless steel 6 inches square by about 3/8 inch thick-

Argonne National Laboratory. The "Juggernaut" is an enriched uranium fuelled light water moderator, annular core reactor operating at the power level of 200 kilowatt, (Fig. 6) is a photograph of the reactor where can be seen on the right hand, the enclosure used for this work, including the experimental facilities.

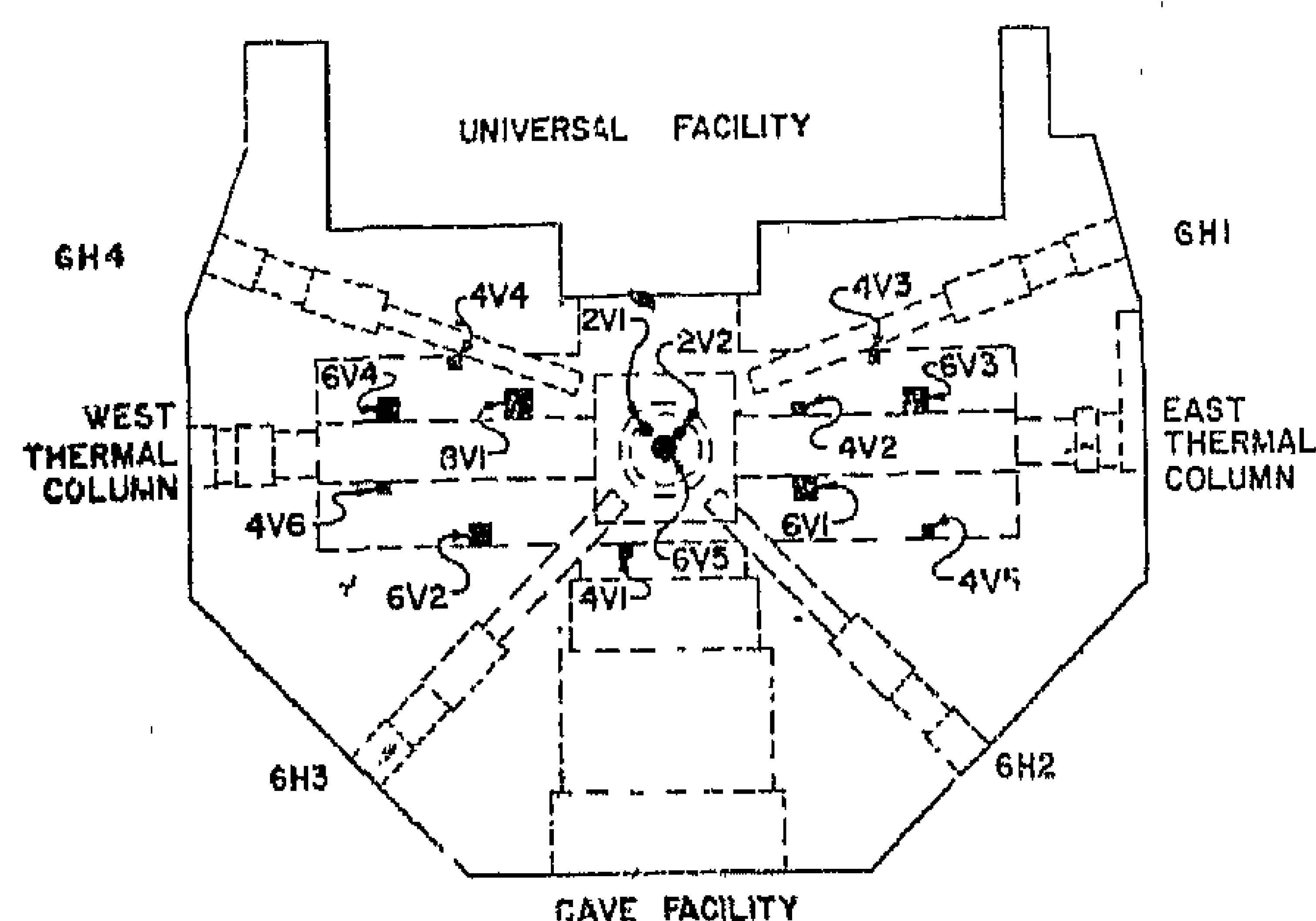


Fig. (7)

and (Fig. 7) shows a plan of the reactor There are four horizontal beam tubes, six inches in diameter and located on a level corresponding to the reactor core midplane, at a distance of 25 inches above the reactor room floor level. Beams 6H2 and 6H3 extend to within three inches of the reactor vessel while the other two, 6 H 1, and 6 H 4 terminate somewhat further away from the core. The reactor also has two thermal columns, a cave and vertical facilities for irradiation and in pile experiments. For our experimental work beam hole 6H1 was used. In this beam hole was placed a high density concrete collimator, lined with stainless steel. The collimator limited the neutron beam size to 2.5 × 4 inches. The emergent neutron beam was essentially parallel and was controlled by a shutter assembly within the reactor wall. The shutter was operated by remote control. Measurement of neutron beam intensity and the ratio of thermal to epithermal neutron flux showed that the intensity was very close to 10^7 neutrons per square centimeter per second and that the cadmium ration was 3.7 to 1. These measurements were made by counting an activated gold foil, one square centimeter in area and .001 inch thick, with and without a cadmium cover .020 inches thick.

In neutron radiography an aluminium front spring loaded cassette was used, this of course reduced somewhat the available contrast. On the basis of the examination of the radiographs obtained the following was concluded :

Although some of the cadmium bismuth alloys showed shadows of cadmium dendrites, it was considered that of all materials used, only the aluminium boron alloy, as cast and rolled, gave good enough contrast to make it possible to judge the resolution. It was also very clear that of all the techniques used, the direct exposure with gadolinium foil gave the best results, followed by the transfer exposure with dysprosium. Methods using the phosphor screen and the cadmium foil were deemed unsuitable. It was then decided to proceed with the work using direct exposure with gadolinium on the aluminium boron alloy, investigating the effect of the thickness of the gadolinium foil on resolution and speed.

It was thus necessary to obtain gadolinium foils much thinner than 3 mils. Through the excellent facilities and extensive experience available at the metallurgy division of the laboratory it was possible to produce foils 0.1 mil thick or 400 to the millimeter. This was done by sandwiching the foil between two plates of stainless steel and carefully rolling the whole assembly. On the whole the foils were satisfactory although at places, which

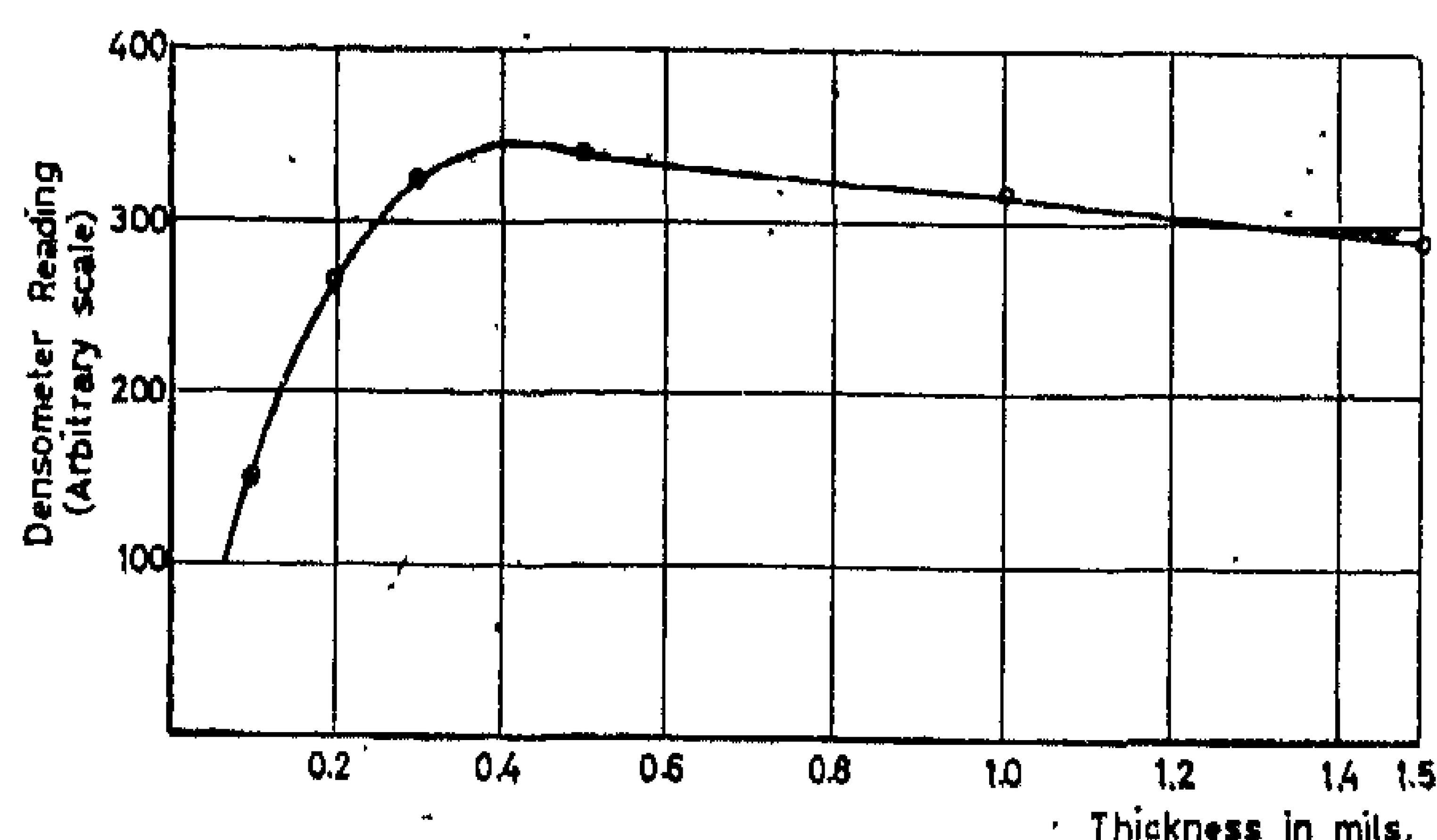


Fig. 8

phosphor is about 80 mg/cm², no increase in luminescence occurs because of the self absorption and diffusion of the emitted light. Such phosphor screens can be used either between and in contact with the object and the film (ie. front) or behind and in contact with the film (i.e. back) or both.

2) Of the same category are metals such as cadmium and gadolinium which are (n, γ) convertors and which can be produced in the form of foils. These foils may be used like intensifying screens, either in the front, back positions or both. There is an optimum thickness of foil that gives the highest speed.

3) Of the second category Dysprosium, Indium, and Gold are the best. They are all activation convertors. They may be used in direct exposure, like in the previous two methods. They may also be left for sometime in contact with the film after exposure to the neutron ends to get the additional benefit of the radioactive decay which of course goes on. Finally they may be exposed with the object without the film, where a radiative image of the object is left on it, and then, after exposure, the screen is transferred to contact the film where the effect will be solely due to the radioactive decay, three half lives are allowed usually, and it is because the half life times of the three nuclides produced with the above material are of suitable duratio that they are preferred to others. The latter technique is very valuable indeed, in situations where the neutron beam contains considerable gamma radiation, and in the examination of radioactive materials, for in these situations the film is never exposed to the gamma rays which fog it badly.

EXPERIMENTAL WORK :

To evaluate the overall resolving ability of a neutron radiographic technique and to test the applicability of neutron radiography to the examination of the fine structure of metals and alloys, it was decided to examine under different conditions, the structure of two phase materials, where the two phases differed greatly in neutron cross section. The following materials were selected and examined :

Aluminium boron alloy, both in the as cast condition and in the rolled condition. Cadmium-bismuth alloys of three different compositions, one eutectic and one on either side of the eutectic, all in the as cast condition. Boron containing stainless steel.

The methods of neutron radiography used with each of the above mentioned materials were :

a) Direct exposure with 3 mil gadolinium foil convertor and an X-ray Kodak film type AA.

b) Direct exposure with 3 mil cadmium foil convertor and an X-ray film type AA.

c) Direct exposure with B-10, ZnS (Ag). phosphor "infinite" and X-ray film type AA.

d) Transfer exposure with 10 mil dysprosium screen and an X-ray film type AA.

The same materials were also radiographed with X-rays at several X-ray tube voltages and examined metallographically.

Experimental set up : The experiments were performed using the neutron inspection facility at the Juggernaut research reactor, at

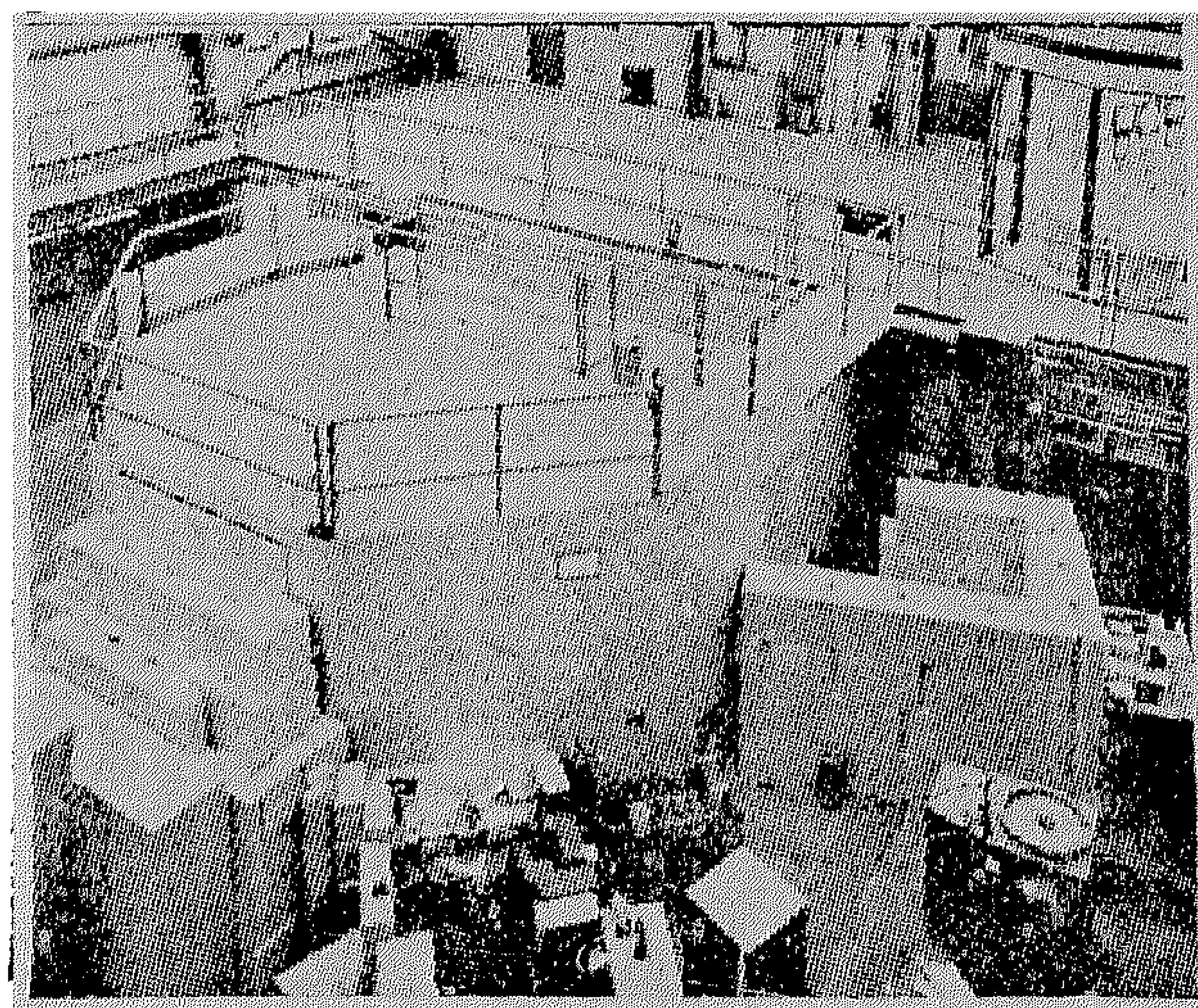


Fig. (6)

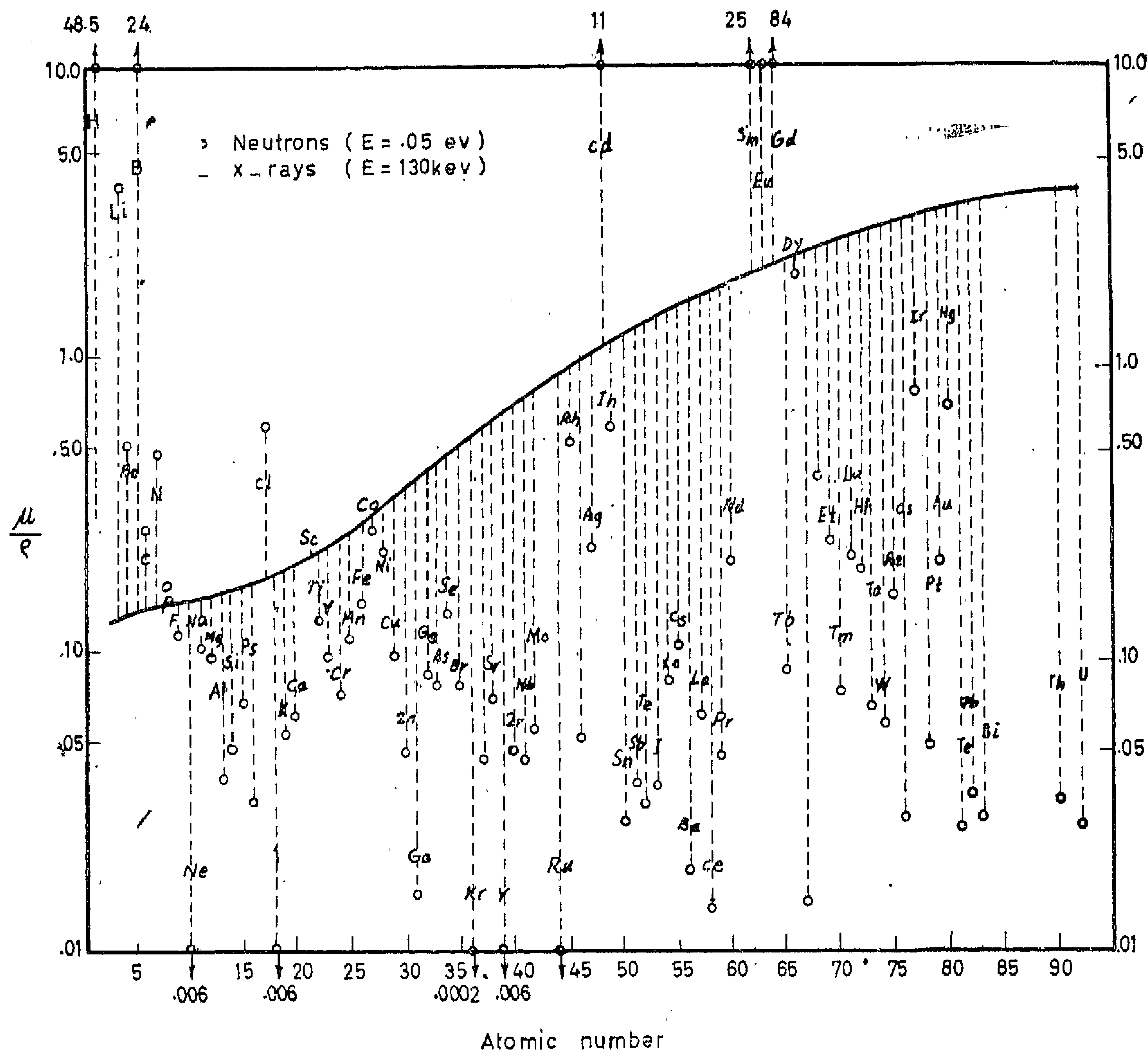


Fig. (5)

smutation resulting in a radioactive product nuclide. Here the particles or radiations given off by the decay of such nuclides afford the detection. These are called activation conversions. 3) It is possible that elastic scattering of the neutron may result in a charged recoil particle, such as a proton, which causes the detection. However, this is only possible with neutrons of .1 Mev energy or more, and the efficiency is very low.

There are several types of detectors, these include, converter foil-film detectors, phosphor-film detectors, semiconductor particle detectors, and others. Here however, we are concerned only with methods that lead to an image recorded on a film.

One can summarze the more promising of these methods as follows :

1) Of the first category mentioned above Boron-10 and Lithium-6 have been used in neutron sensitive phosphors. One type is a fine mixture of Boron-10 and Zn S (Ag) in a plastic binder, another is a mixture of LiF (96% enriched in Lithium-6) and Zn S (Ag) in a similar screen. The thicker the powder the more luminescence is given off, but beyond a certain thickness referred to as "infinite thickness", which in the case of ZnS (Ag)

With a few materials there is a 1/v relationship, i.e. the cross section is inversely proportional to the velocity of the neutron, at least for a range of energies; typical of these materials is boron, Fig (3) showes the dependence

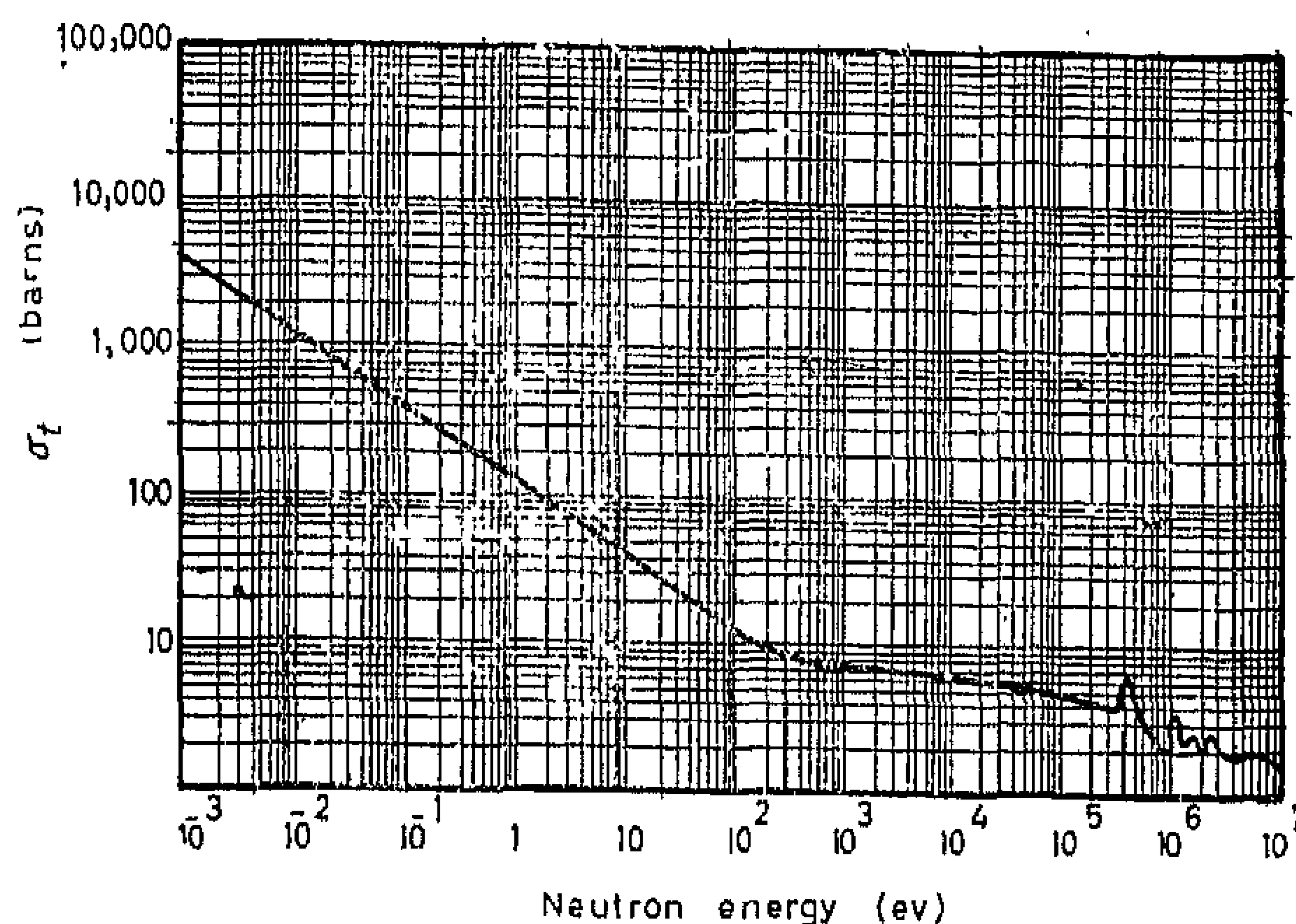


Fig. (3)

of the total microscopic neutron cross section of boron on the neuron energy. On the other hand, with most materials the observed dependence cannot be fitted to any simple law, and there are sharp peaks known as resonance peaks, where the probability of interaction increases suddenly and tremendously if the neutron happens to possess exactly the resonance energy. Fig. (4), gives the cross sec-

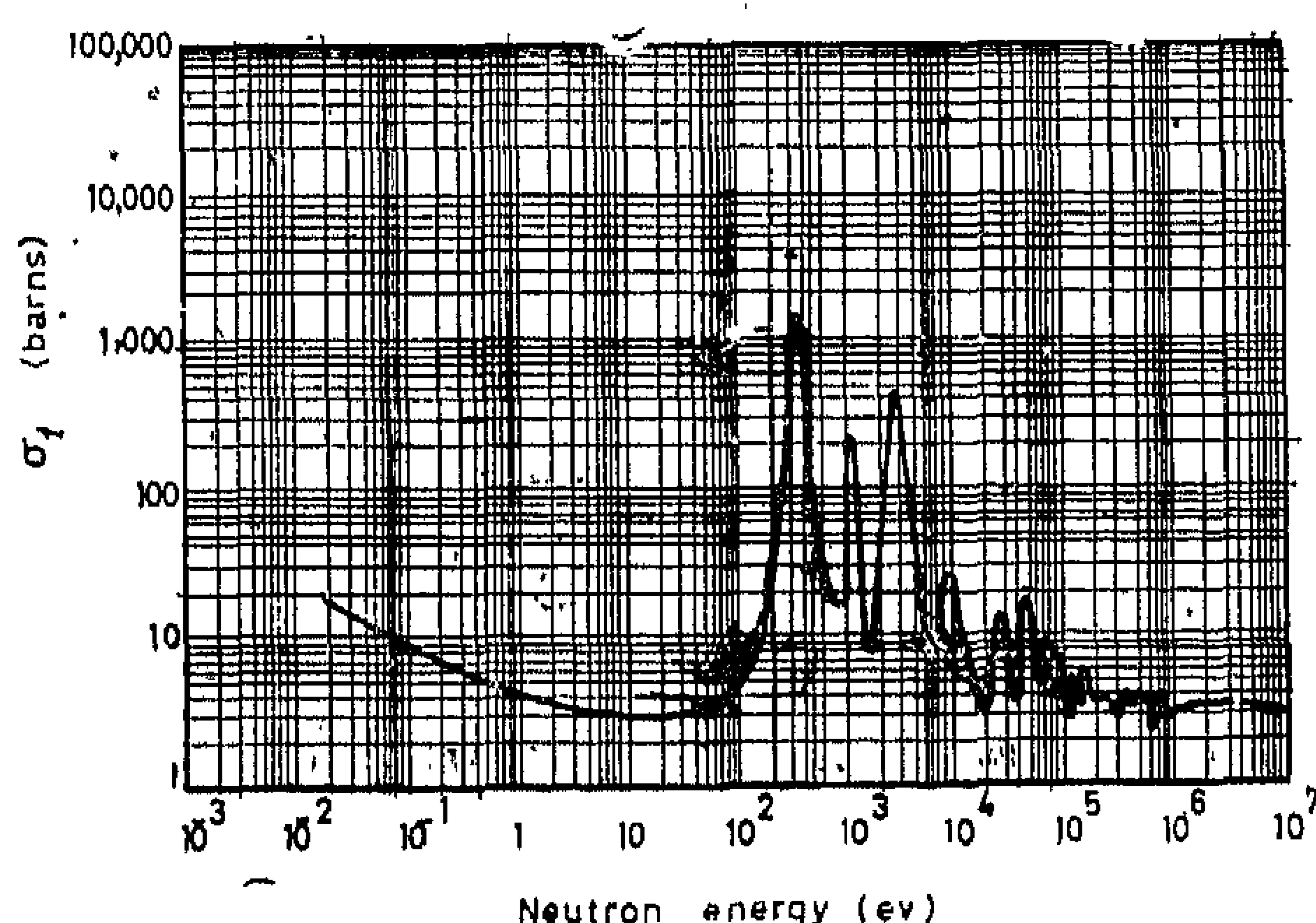


Fig. (4)

tion vs. energy relationship for manganese. A more relevant difference however between the behaviour of neutrons and that of X and gamma rays is the way the cross section of each changes from one nuclide to the other. In fact it is this particular difference that makes neutron radiography applicable where X and gamma ray radiography fails.

In X-rays the cross section or rather the mass absorption coefficient for a given wavelength or energy of radiation is proportional to the cube of the atomic number. So here again there is a simple relationship that is well obeyed. X-rays interact with the electrons of the atom, so X-rays or gamma rays behave in exactly the same way towards isotopes of the same element. Neutrons, on the other hand, interact with the nucleus, and behave quite differently towards isotopes of the same element. More important however, is the fact that the cross section or mass absorption coefficient changes very erractically from one element to the next with seemingly no rule whatever. Fig. (5) shows the change of the mass absorption coefficient with the atomic number for neutrons of 0.05 ev. and X-rays of 130 kv energy. We may notice that with some elements the situation is even reversed, for example while lead and bismuth are amongst the strongest X-ray absorbers, they are amongst the weakest neutron absorbers, and such light elements as hydrogen, lithium and boron, almost transparent to X-rays, are very strong neutron attenuators.

Detection of neutrons in neutron radiography: A neutron radiograph is made in much the same way as an X-ray radiograph. The object to be inspected is placed between the source of radiation and a radiation detector. All nuclear radiation detectors are based on the interaction of an energetic charged particle with matter. Neutrons are not charged, thus an additional interaction is needed. The direct photographic effect of neutrons is negligible. So, neutron "conversions" which result in a charged particle are used. These fall in one of three categories: 1) Neutron induced transmutations in which the product particles or gamma ray photons make the detection of the neutron possible. Such transmutations are exemplified by (n, α), (n,p), (n, fission), and (n, γ) reactions. 2) Neutron induced tran-

expressed in terms of the microscopic neutron cross section for this particular reaction. It is as though the nucleus is a target and the area of that target determines the probability that the neutron will hit it. The neutron cross section thus has the dimensions of area and is expressed in "barns", where the barn is equal to 10^{-24} square centimeter. The microscopic neutron cross section bears little relationship to the actual physical cross section of the nucleus given roughly by the formula.

$$d = 2.4 A^{1/3} \times 10^{-13} \text{ cm.}$$

where d is the diameter A is the mass number (or 0.045 to 1.18 barns for mass numbers from 1 to 240), some neutron cross sections are millions of times larger than the physical cross sections. There is thus a cross section to express each type of the above mentioned interactions, so there is a scattering cross section, and an absorption cross section, the latter is made up of two parts, a capture cross section and a fission cross section. Only a few nuclei undergo the fission reaction, so for most nuclei one can say that the interaction is either simply scattering, in which the neutron is scattered away or deviated from its path, or absorption by which the neutron actually disappears. The total neutron cross section. used often here, is the sum of both.

Attenuation of neutron beams :

If a thin slab of material of area A and thickness dx contains N atoms per unit volume, each having a neutron cross section σ, then the total neutron cross section of all nuclei in the slab is equal σ N A dx. If a beam of intensity I neutrons per cm^2. per sec. is directed perpendicular to the slab, an amount dI of it will be lost. The fraction of neutrons lost equals the ratio of the cross sectional area of all nuclei in the slab to the total area of the slab

or $dI/I = N \sigma A\, dx / A = - N \sigma\, dx = \Sigma\, dx$, Σ is called the macroscopic neutron cross section i.e. neutrons are removed, or attenuated according to an exponential law quite similar to that of the attenuation of X-rays.

Similarities and differences in behaviour of neutrons and X-rays, relevant to radiography: It is seen thus that neutrons behave in some ways like X-rays and gamma rays. These similarities can be summarized as follows: a) they can penetrate large thicknesses of matter. b) they are attenuated according to an exponential law. c) the attenuation is made up of two components, scattering, and true absorption. There are, however, very distinct differences between the interaction of X-rays or gamma rays with matter and that of neutrons, these differences are very important and can be summarized as follows :

The absorption coefficient of X-rays or gamma rays in matter changes with energy of these radiations in a very systematic way; in certain ranges of energy the macroscopic cross section. or the linear absorption coefficient is inversely proportional to the third power of radiation energy. Fig (2) shows

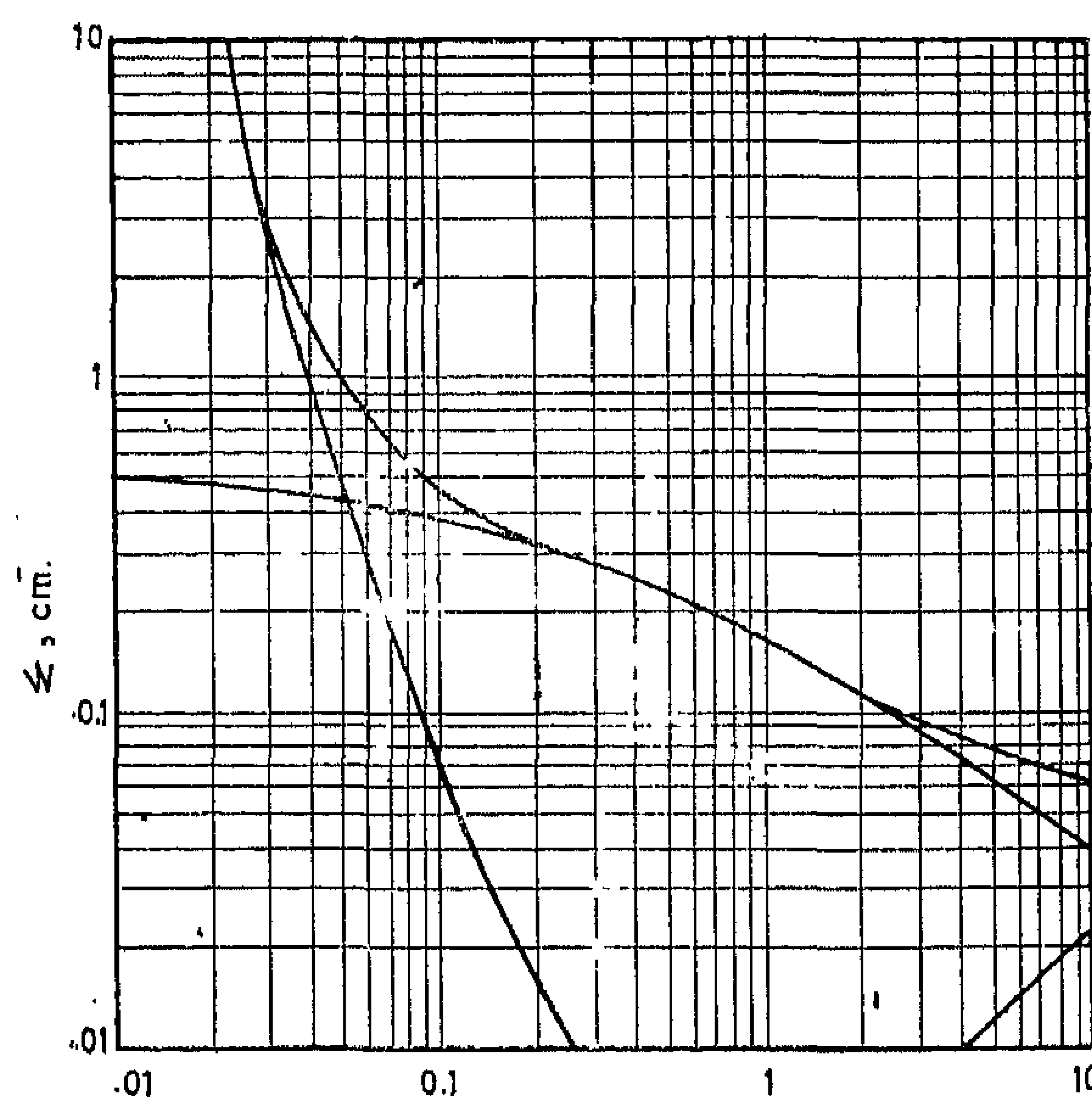


Fig. (2)

this relationship between the gamma macroscopic cross section for aluminium and the gamma ray energy. In the case of neutrons, however, the relationship is very irrational.

b) Neutrons may also be produced by (d, n) reactons using a cyclotron to provide the accelerated neutrons.

c) (γ, n) reactions are also capable of producing neutrons, the neutrons produced in such reactions are monoenergetic. An example is the reaction Be^9 (γ, n) Be^8.

In fact, there is now available at reasonable cost a very convenient neutron source of this type. The source consists of a rod of Antimony 124, which is gamma active, and has a half life of 60 days, surrounded by a berylium metal cup. When newly prepared, neutrons of nearly uniform energy of 0.03 Mv are produced at the rate of approximately eight million per second. When the Sb 124 decays appreciably, it can be regenerated by exposure to neutrons.

d) Recently there has become available a source of neutrons so powerful that all of those sources described above are almost insignificant. This source is the nuclear reactor.

In neutron radiography work, neutrons of low energy are more valuable as will be seen later. Neutrons from sources a, b, and c above have higher energy than is desirable and they have to be slowed down, "moderated" to thermal energy, which is about 0.025 ev. This is done by passing the neutron beam through a small thickness of some moderating material such as parafin wax. Thermal reactors give neutron beams with a high proportion of slow or thermal neutrons.

Nuclear reactors are amongst the most expensive equipment for scientific research, and despite the fact that many of them are built every year and the fact that a reactor may serve many purposes at the same time (for example, the research reactor of the Atomic Energy Establishment research centre at Inchass, is used for research, basic and applied, and also for isotope production); it is not anticipated that any industry would own a nuclear reactor for the sole purpose of neutron radiography in the near future. Besides, the range of applications of which neutron radiography is capable can never be achieved if the object has to be brought to the reactor for inspection. It thus seems that the widespread use of neutron radiography is contingent upon the availability commercially of neutron sources that are intense, mobile and cheap. Such sources are not at present available and the nuclear reactors remain the only practical possibility of using the new technique.

Interactions of neutrons with matter: In order that we may understand how neutron beams can produce neutron images of the objects under examination, and how such image may be detected, it is necessary that we understand the different ways in which neutrons interact with matter. A neutron passing through a medium may simply collide with a nucleus and bounce off it, either in an elastic collision, where both the energy and momentum are conserved, or in an inelastic collision where part of the kinetic energy of the neutron is converted into gamma radiation, in both cases this is known as scattering. On the other hand the neutron may actually enter into a reaction in which it diseappears. This may be:

a) Reaction in which another particle is emitted simultaneously with the disappearance of the neutron, and a new nuclide characterized by different atomic number, different mass number, or both is formed. An example is:



$$_0n^1 + {}_7N^{14} = {}_6C^{14} + {}_1H^1$$

b) A reaction in which the neutron is simply captured by the nucleus increasing its mass number by 1 without changing its atomic number, gamma rays are emitted simultaneously and the process is known as radiative capture.

c) There is also the possibility that upon the capture of the neutron by a heavy nucleus, the latter may fission.

The probability that a neutron will react with a certain nucleus in a particular way, is

is formed by the electrons. Radioactive materials. under certain conditions, were imaged by autoradiography, where the object to be imaged is itself the source of radiation, i.e. the object makes its own image. By comparison, however, the use of neutrons for the inspection of objects, is a technique which is still in its infancy, and in which development is still in progress. Much work is still needed before the full usefulness of the method can be achieved.

This paper, therefore, is devoted to the new technique of neutron radiography, and has two objectives. The first, is to give an account of the basic physical principles on which the method is based, and practical methods used up to date for their applications. The second, is to report on studies conducted by the author, and research work undertaken by the author to extend neutron radiography to fields where high resolution is a prerequisite. Both the first hand experience gained by the author in the different methods of neutron radiography, and the work undertaken for the further development of the technique were only possible through the facilities of Argonne National Loboratory, where the author was associated with the Institute of Nuclear Science and engineering, and by the kind cooperation of the colleagues in that institute and nondestructive testing group of the metallurgy division of the Laboratory.

Neutron and their sources: Neutron are particles of mass about the same as the proton and zero electric charge. It was the lack of charge on the neutron that made its detection so difficult that it was not discovered until 1932. This also implies that in neutron radiography the neutron image may have to be converted to an equivalent image formed by other particles or radiation that are readily detectable as will be discussed later. A neutron exerts a force on protons and electrons only when passing very close to them. However, it is also the lack of charge that enables the neutrons to so readily induce nuclear transmutations, for the neutron experiences no repulsive force in approaching an atomic nucleus. Neutrons can pass through the most dense solids much more readily than hydrogen molecules can diffuse through air. To compare how easily neutrons can penetrate materials, we can say that while the range of alpha particles of million electron volt energy in lead is about .0001 cm, and the range of beta paricles of the same energy is about 0.1 cm, the distance in lead an X, or gamma rays has to travel before its intensity is reduced to 1% of its original value is 4 cm, and neutrons of the same energy about 26 cm. Furthermore, the distance is decreased sharply as the energy of gamma or X-ray is decreased, while for neutrons of energy only 0.025 ev the distance is only halved.

Neutrons are stable in the nucleus, but outside it they are radioactive changing into protons and electrons with a half life 12.8 min., however, neutrons combine with matter so readily that usually free neutrons enter into nuclear reactions rather than decay radioactively.

Neutron sources may be divided into four categories according to the type of reaction involved in producing them:

a) Neutrons are readily obtained by the action of alpha particles on some light elements such as berylium, boron, or lithium. An exemple of such reaction is:



$$Be^9\ (\alpha,\ n)\ C^{12},$$

actually boron has been used more than any of the other elements that undergo this type of reaction. The chief alpha emitters which have been used, together with Berylium in (α, n) sources, are Radium 226, Polonium 210, and Plutonium 239. Radium has the disadvantage of being a strong gamma emitter, Polonium of having a relatively short half life, and plutonium of giving a relatively low neutron yield. The neutrons produced in all of the (α, n) sources are polyenergetic.

A STUDY OF RESOLUTION IN NEUTRON RADIOGRAPHY

By

ABDEL AZIZ FAHMY

Radiography is essentially a nondestructive test method in which penetrating radiation such as X-rays, γ rays, or neutrons is passed through the object to be examined as fig. 1

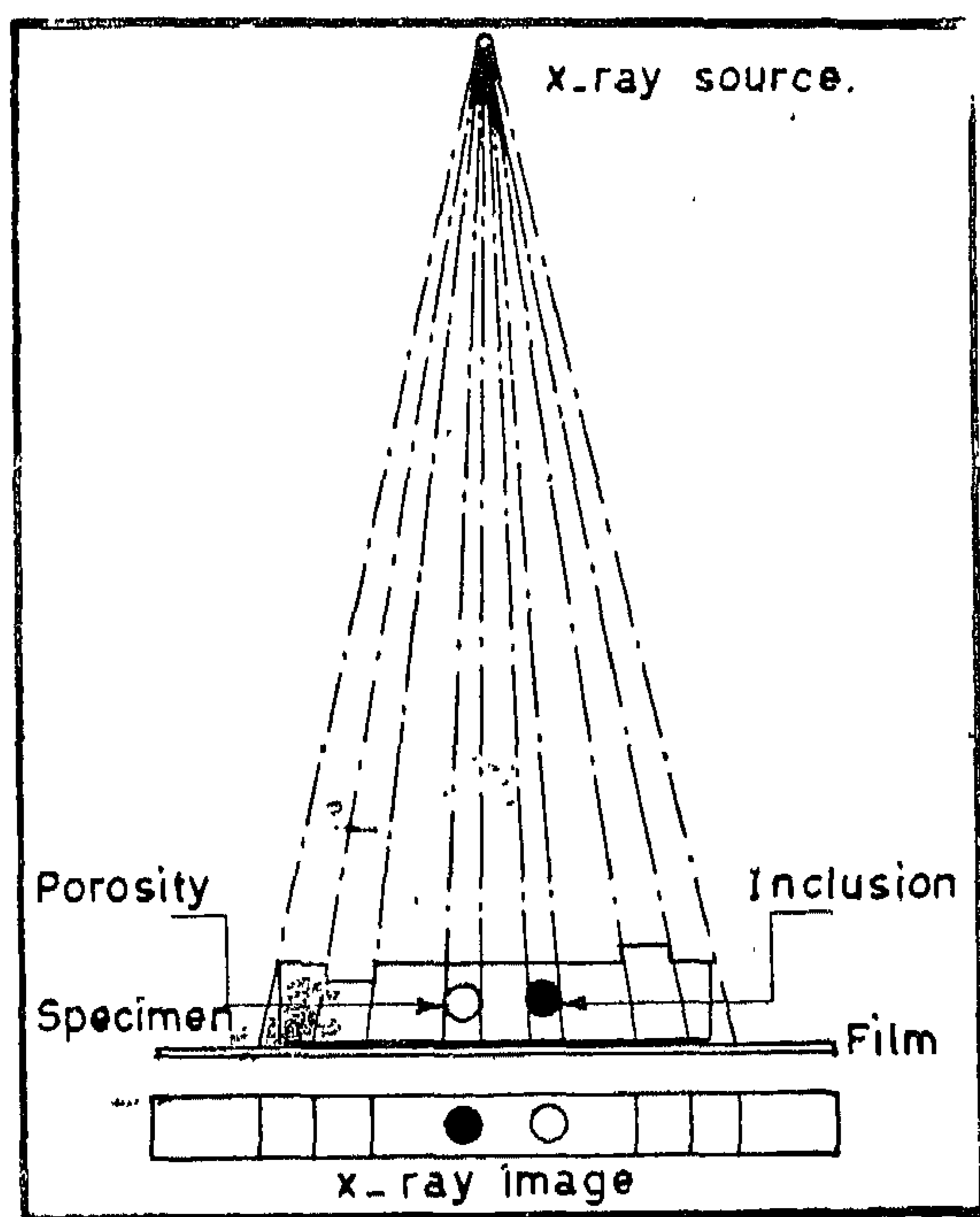


Fig. (1)

illustrates. If the radiation used interacts with the material of the object examined to an extent that depends on the length of its path, the density and kind of its material, the emerging radiation may disclose variations from point to point in the object thickness, density or nature thus revealing defects or locating cavities or inclusions, or in general giving information regarding the inner structure of the object which is otherwise invisible because of its opacity. In short, while such materials are opaque to light, they are more or less transparent to the radiations used in radiography.

The use of such penetrating radiation as X-rays and γ rays for the examination of opaque bodies started very soon after the discovery of the X-rays. Rontgen made his famous discovery late in 1895, and by 1897 a book was already published on medical radiography, then called skiagraphy. Industrial radiography lagged behind medical radiography because the nature of objects to be examined necessitated the use of much harder or more energetic X-rays which presented more difficult engineering problems in their generation. Nowadays, the technique of industrial radiography with X-rays is a well established technique and the equipment for the generation of X-rays for this purpose are amongst the standard testing equipment in any establishment engaged in such activities as casting and welding, such equipment range from small 200 kilovolt units that are light and mobile, to multimillion volt units housed in specially constructed buildings.

Gamma ray radiography in industry came into being with the availability of radioactive isotopes that emit γ rays upon their decay, but it was only recently that the production at reasonable cost of a wide variety of γ active materials in nuclear reactors has made radiography so widespread. In the past two decades or so, the art of radiography, has undergone great refinements. X-rays were used for microradiography, the radioactive equivalent of optical micrography. Electron radiography was developed, here the X or γ rays produce electrons either in the object itself or in a suitable screen, and the image

8. W.D. KINGERY, "Corrosion of refractories by liquid melts", Proceedings of the symposium on High Temperature — A tool for the future, Stanford Research Institute, Menlo Park, Calif., p. 126-132 (1956).

9. A.A. NOYES and W.R. WHITNEY, Z. physik Chem., *23*, p. 689; (1897).

10. W. NERNST, Z. Physik Chem., *47*, p. 52, (1904).

11. E. BRUNNER, Z. Physik Chem., 47, p. 56, (1904).

12. E.R.G. ECKERT, "Introduction to the Transfer of Heat and Mass", McGraw-Hill Book Company, New York (1950).

13. E. SCHMIDT and W. BECKMANN, Tech. Mech. Thermodynam. (Forschung), *1*, 341. 391 (1930).

14. M. JAKOB and G.A. HAWKINS. "Elements of Heat Transfer". John Wiley & Sons. New York (1950).

15. W.H. McADAMS. "Heat Transmission", McGraw-Hill Book Company, New York (1950).

16. Y.S. TOULOUKIAN, G.A. HAWKINS and M. JAKOB, Trans. ASME, *70*, p. 13 (1948).

17. H. SCHLICHTING, "Boundary Layer Theory", Pergamon Press, New York (1955).

18. C. WAGNER, "The dissolution rate of sodium chloride with diffusion and natural convection as rate-determining factors", J. Phys. & Colloid Chemistry, *53*, p. 1030-1032, (1949).

19. F.C. KRACEK, J. Phys. Chem., *34*, p. 1588 (1930); J. Am. Chem. Soc., *61*, p. 2869 (1939); Phase Diagrams for Ceramists, by E.M. Levin, H.F. McMurdie and F.P. Hall, edited and published by the American Ceramic Society, Inc., page 39, (1956).

20. L. SHARTSIS, S. SPINNER and W. CAPPS, J. Am. Ceram. Soc., *35*, 155 (1952).

21. G. HEIDTKAMP and K. ENDELL, Glastech. Ber. *14*, 89 (1936).

22. GEORGE, W. MOREY, "The Properties of Glass", Reinhold Publishing Corporation, (1954).

23. HELEN TOWERS and JOHN CHIPMAN, Trans. AIME, *209*, 769 (1957).

24. J. O'M. BOCKRIS, J.A. KITCHENER, S. IGNTOWICZ and J.W. TOMLINSON "Electric conductance in liquid silicates", Trans. Faraday Soc., *48*, 75, ,1952).

25. H. TOWERS, M. PARIS and J. CHIPMAN, "Diffusion of Calcium ion in Liquid slag." Trans. AIME, 197, 1455, (1953).

26. W.D. KINGERY, "Diffusion in Oxides", Kinetics of high temperature processes, published jointly by the technology Press of Massachusetts Institute of Technology and John Wiley & Sons, Inc. New York and Chapman & Hall, Ltd., London. Chapter 6, P. 37, (1959).

27. T.B. KING and P.J. KOROS, "Diffusion in Liquid Silicates," ibid., chapter 12, p. 80.

4. — DISCUSSION OF RESULTS AND CONCLUSION.

It will be seen from the experimental results shown beforehand in Table 4 that, the observed value of the corrosion rate in each experimental run is of the same order of the corresponding value calculated from the formula derived on the basis of the analogy between diffusion — controlled mass transfer and convective heat transfer.

It will be noted also that the mean observed value of the corrosion rate of any one plate of definite length is in accordance with the corresponding calculated value. Furthermore, the mean observed value of the corrosion rate decreases with the increase of the height of the plate as shown from the results of plate III. when compared with those of plates I. and II.

These results will thus contribute to validate, experimentally, the assumption that the transport process is the rate controlling process in the corrosion of fused silica in unstirred sodium silicate melt, i.e. the diffusion and natural convection due to the density difference between saturated and bulk melts are the rate-determining factors under the conditions of the reported measurements of the corrosion rate.

It may be concluded also, on the basis of these results, that the corrosion rate is inversely proportional to the fourth root of the height of the plate. This may be ascribed, as previously mentioned, to the increase of the effective thickness of the boundary layer, while flowing along the surface and the subsequent decrease of the concentration gradient.

It is suggested that future work on this subject may include the use of slags of different compositions and temperatures, both in the unstirred condition and forced convection flow condition.

REFERENCES

1. J.R. RAIT, "The relation between the viscosity of slags and their attack on refractory materials". Trans. Brit. Ceram. Soc., *40*, p. 231, (1941).

2. A.J. DALE, "The testing of refractory materials for resistance to slag corrosion and erosion". Trans. Brit. Ceram. Soc., 25, p. 326, (1925-1926).

3. A.R. COOPER, Jr. and W.D. KINGERY, "Corrosion of refractories by liquid slags and glasses". Kinetics of high temperature processes, Published jointly by the technology Press of Massachusetts Institute of Technology and John Wiley & Sons, Inc., New York and Chapman & Hall, Ltd., London. Chapter 13, p. 85, (1959).

4. K. KONOPICKY, GLASTECH. Ber., *27*, 319 (1954).

5. G.R. RIGBY, Ceramics, A Symposium, Brit. Ceram. Soc., Stoke-on Trent, p. 488-511 (1953).

6. H. LEHMANN and U.S. SINGH, Ber. deut. Keram. Ges., *34*, p. 353 (1957).
E.W. WASHBURN, Phys. Rev., *17*, p. 273 (1921).

7. E.A. MOELWYN HUGHS, "The Kinetics of reactions in Solution", Clarendon Press, Oxford, Chap. 12 (1947).

Table (4) — Comparison between Observed and Calculated Values for the Corrosion Rate

Run No.	Plate No.	H cm.	Exposed Area $cm.^2$	Soaking Period Hrs.	Weight Loss Gms.	Corrosion Rate, mole. cm^{-2}. $sec.^{-1}$.		
						Observed Value	Mean Observed Value	Calculated Value
1	I	2.624	1.173	5	0.045	6.76×10^{-9}		
3	I	2.624	1.173	5	0.055	8.28×10^{-9}	7.52×10^{-9}	7.01×10^{-9}
4	II	2.504	6.235	6	0.032	3.96×10^{-9}		
5	II	2.504	6.235	6	0.054	6.68×10^{-9}		
6	II	2 504	6.235	6	0.085	10.51×10^{-9}	7.05×10^{-9}	7.11×10^{-9}
7	III	1.191	5.567	8	0.070	7.28×10^{-9}		
8	III	1.191	5.567	5	0.061	10.15×10^{-9}	8.72×10^{-9}	8.50×10^{-9}

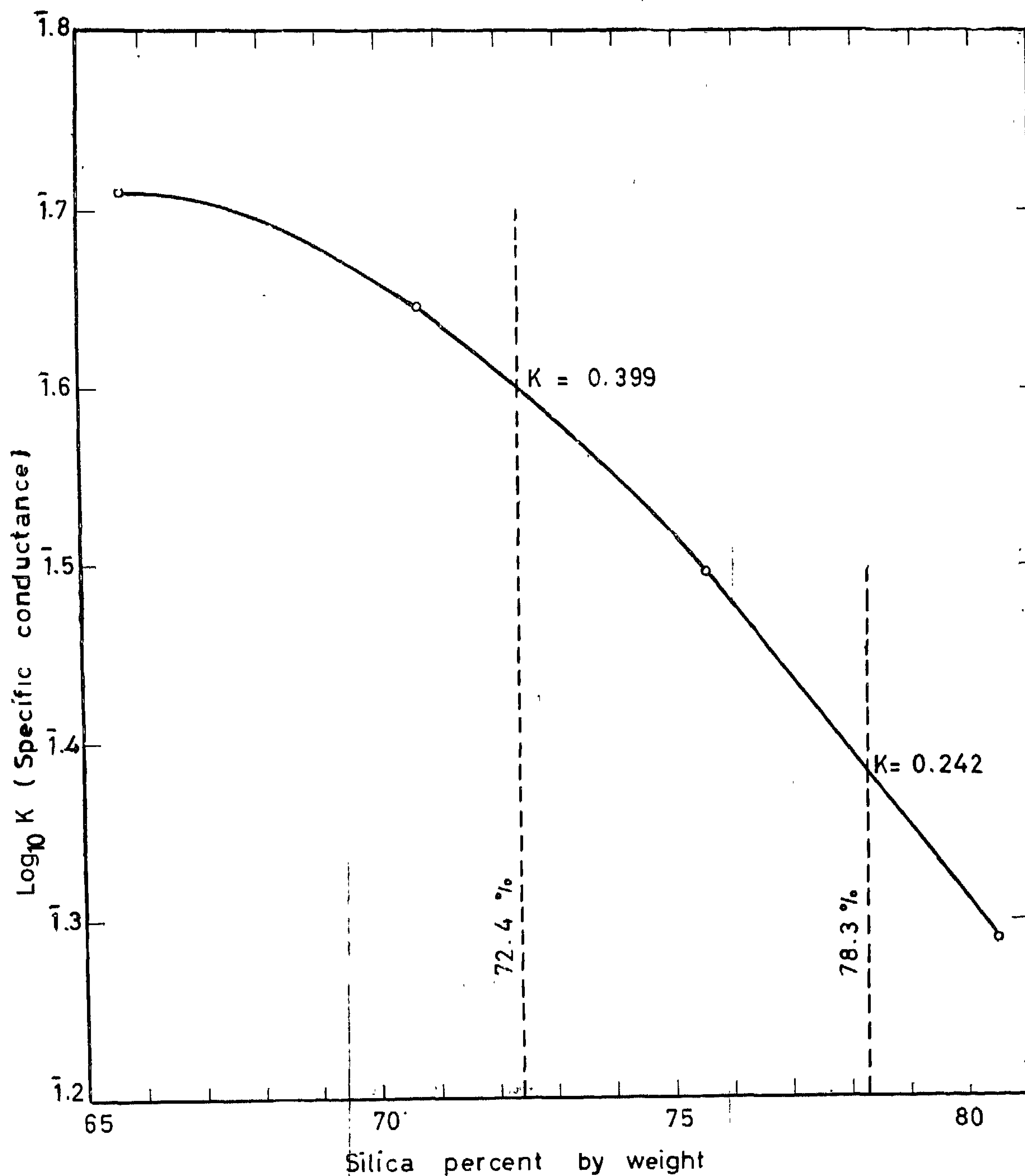


Fig. 7 — Relation between specific conductance at 1015 °C. and composition in the Binary system $Na_2O - SiO_2$

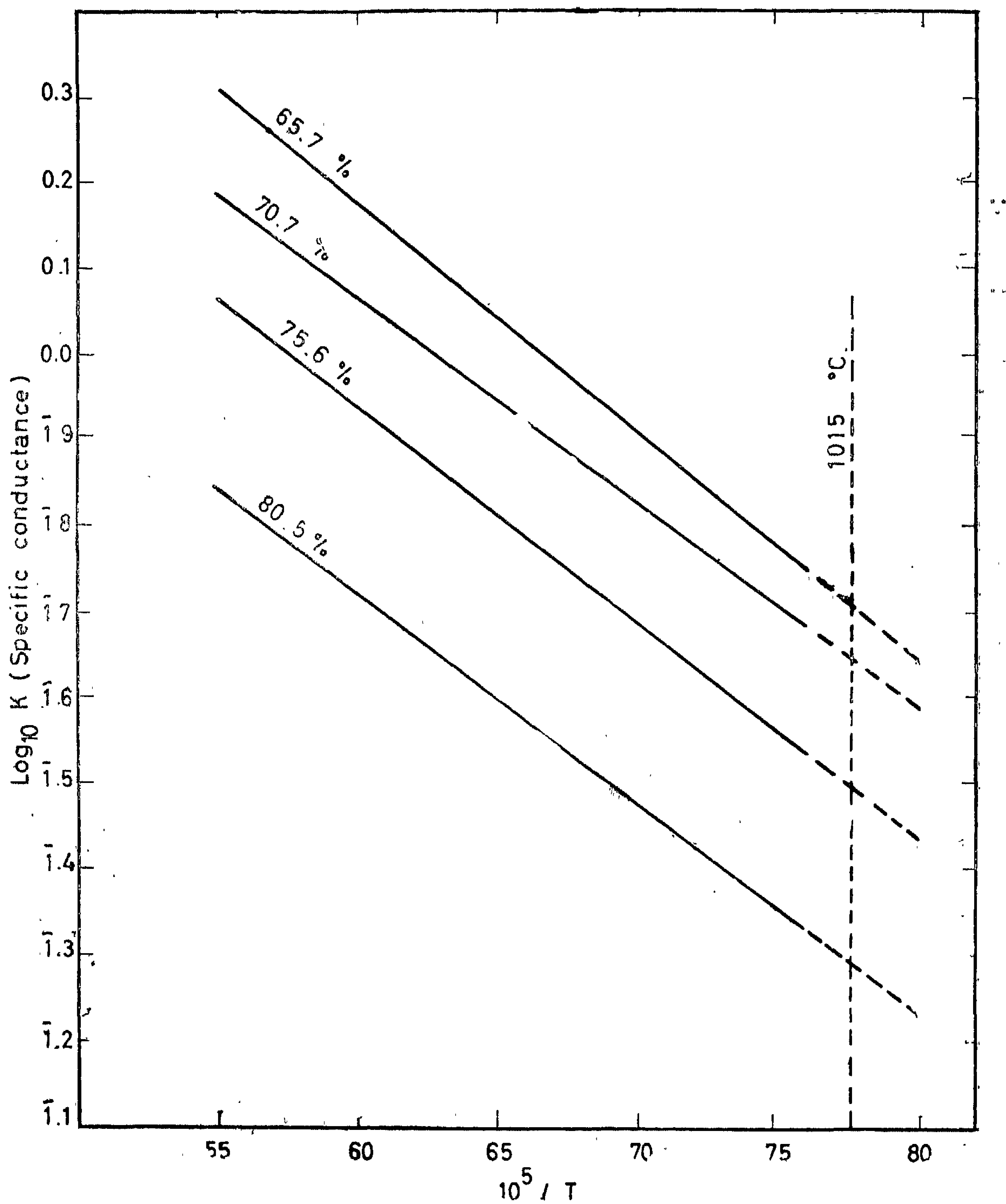


Fig 6 – Variation of specific conductance with temperature of sodium silicate melts (65.7 – 80.5 % SiO_2)

This relationship [25, 26] was derived from the Nernst-Einstein equation as follows :

$$D = B\ k\ T \quad \ldots\ldots \quad (17)$$

$$K_i = Kt_i = n_i\ z\ u \quad \ldots\ldots \quad (18)$$

$$\because \quad u = \frac{ze}{300} B \ \& \ n_i = 96500\ C$$

$$\therefore \quad K_i = \frac{96500}{300} \times \frac{z^2}{K\,T} \times D\ C$$

$$\text{i.e. } D = \frac{300}{96500} \times \frac{Kt_i\ k\ T}{z^2\ e\ C} \quad \ldots\ldots \quad (19)$$

where :

D = the diffusion coefficient of ion i, $cm^2. sec^{-1}$.

B = its absolute mobility, $cm. sec^{-1}. dyne^{-1}$.

k = the Boltzman constant, erg.
 = 1.380×10^{-16} ergs.

T = the absolute temperature, K.

K = the specific ionic conductance, $ohm^{-1}. cm^{-1}$.

K_i = the contribution of ion i to the specific ionic conductance, $ohm^{-1}. sec^{-1}$.

t_i = the transfer number, or the fraction of the total electrical conductivity contributed by ion i.

n_i = the number of ions i per cm^3.

z = the valence of ion i.

u = the mobility.

C = the concentration, mole. cm^{-3}.

e = the electronic charge.
 = 4.80×10^{-10} e s u.

By substituting values of k and e in equation (19), the following equation is obtained :

$$D = 8.93 \times 10^{-10} \frac{t_i\ KT}{z^2\ C} \quad \ldots\ldots \quad (20)$$

It is reported [24, 27] that the general picture obtained from conductance and transport measurements on silicates is that conduction is *predominently* ionic and is wholly due to metallic cations. For binary alkali and alkaline — earth silicates, transport numbers of the cations are close to unity. Accordingly, for the purpose of the present work t_i in equation (20) may be considered as unity.

Fig. 6 shows the experimental values determined by Bockris and others [24] of log K (specific conductance) against $\frac{1}{T}$ for melts of various compositions, ranging from 65.7 % to 80.5 % SiO_2 in the binary system Na_2O — SiO_2. Fig. 7 shows the relation between specific conductance at 1015°C. and composition of melts in the binary system Na_2O-SiO_2, as evaluated from Fig. 6. It will be seen from Fig. 7 that the specific conductance (K) for the melt used in the present work (72.4 % SiO_2 by weight) at 1015°C. may be evaluated as 0.399 ohm^{-1} cm^{-1}.

Accordingly, the diffusion coefficient of Si in sodium silicate melt of 72.4 % SiO_2 by weight (0.0274 mole. cm^{-3}), at 1015°C. (1288°K) may be calculated from equation (20) as follows :

$$D = 8.93 \times 10^{-10} \times \frac{0.399 \times 1288}{16 \times 0.0274}$$

$$= 1.04 \times 10^{-6} \quad cm^2.\ sec^{-1}.$$

Now by substituting the values, determined as mentioned above, for the concentration, density, viscosity and diffusion coefficient terms in equation (16), the calculated values for the corrosion rate for the plates of different heights could be determined.

Table (4) shows a comparison between the observed and calculated values for the corrosion rate (mole. cm^{-2}. sec^{-1}) as determined for the different experimental runs.

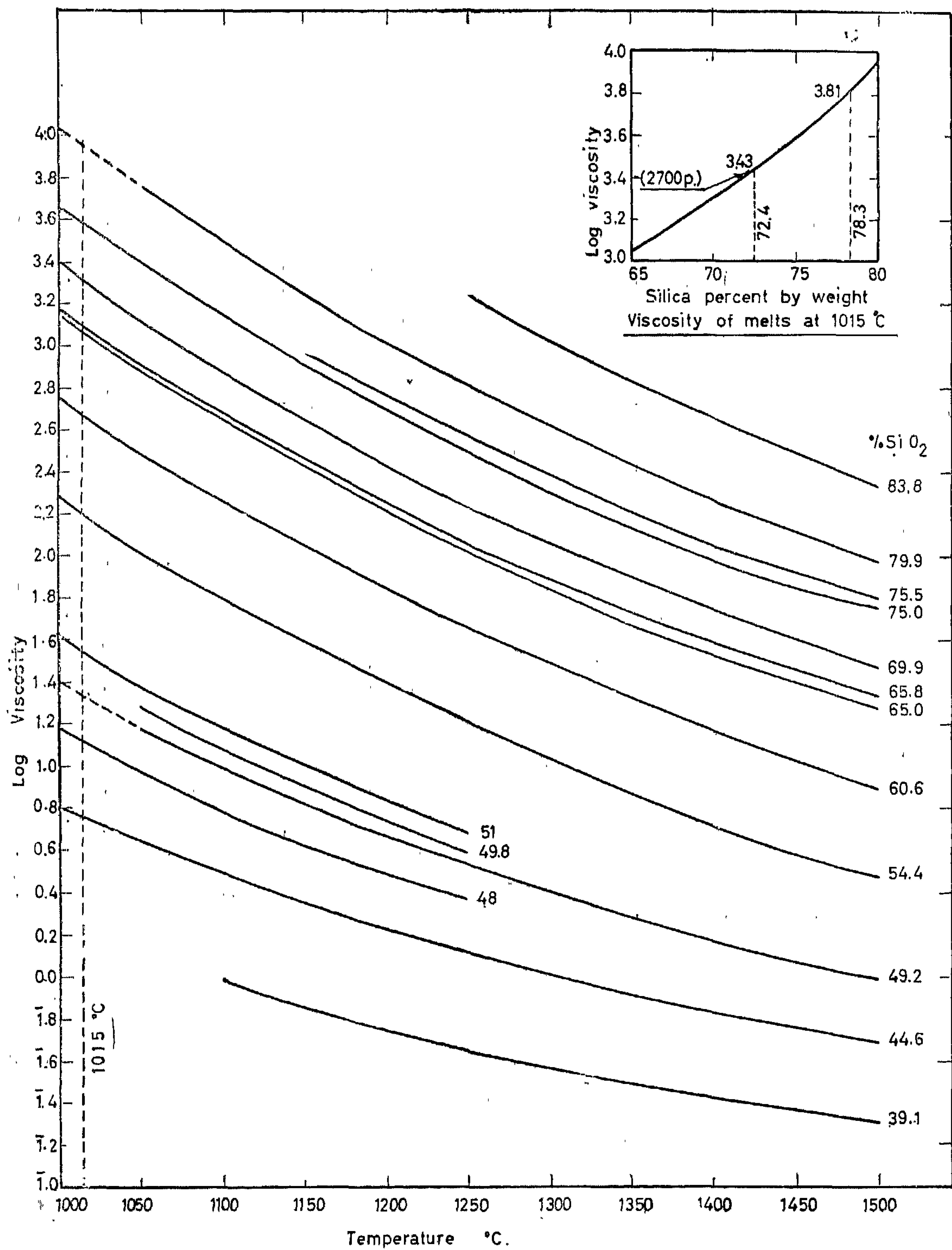


Fig. 5 . Viscosity of glasses in the system Na_2O-SiO_2 from 1000 °C to 1500 °C.

Na_2O — SiO_2 from 1000°C. to 1500°C.

1250		1300		1350		1400		1450		1500	
Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity
—	—	—	—	—	—	1080	3.033	700	2.845	480	2.681
1730	3.238	1060	3.025	680	2.833	450	2.653	310	2.491	210	2.322
640	2.806	410	2.613	270	2.431	182	2.260	128	2.107	92	1.964
370	2.568	238	2.377	160	2.204	110	2.041	28	1.914	62	1.792
310	2.491	200	2.301	137	2.137	96	1.982	69	1.839	52	1.716
170	2.230	112	2.049	77	1,886	55	1.740	39	1.591	29	1.462
113	2.053	77	1.886	52	1.716	38	1.580	28	1.447	21	1.322
105	2.021	68	1.833	46	1,663	33	1.519	24	1.380	18	1.255
45	1.653	30	1.477	21	1.322	14.6	1.164	10.2	1.009	7.5	0.875
16	1.204	10.5	1.021	7.2	0.857	5.0	0.699	3.7	0.568	2.9	0.462
4.7	0.672	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.8	0.580	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
3.4	0,531	2.5	0.398	1.90	0.279	1.46	0.164	1.17	0.068	0.96	1.982
2.3	0.362	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1.25	0.097	1.0	0.000	0.82	$\bar{1}$,914	0.67	$\bar{1}$.826	0.56	$\bar{1}$.748	0.48	$\bar{1}$,681
0.44	$\bar{1}$.643	0.36	$\bar{1}$.556	0.3	$\bar{1}$.477	0.26	$\bar{1}$.415	0.23	$\bar{1}$.362	0.20	$\bar{1}$.301

of a slag of 39 % CaO, 40 % SiO_2, 21 % Al_2O_3 at 1430°C., by using Si^{31} radio-isotope as tracer. They determined it in this case to be 1×10^{-7} cm^2/sec. It seems, according to the available literature, that direct measurement of this coefficient under the prevailing conditions of the present investigations has not been made so far.

However, measurements of specific electric conductance of melts in the binary system Na_2O — SiO_2 at different temperatures were found in the literature (24). It is known that there is a relationship between the diffusion coefficient of an ion and the contribution of this ion to electrical conductivity. This is because the former is directly proportional to the absolute mobility. Accordingly, it was decided to evaluate the diffusion coefficient of Si under the present experimental conditions from the relationship between the electrical conductivity and diffusion coefficient.

Table (3) — Viscosity of Glasses in the System

°C.	1000		1050		1100		1150		1200	
Wt. % SiO_2	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity	Viscosity	log Viscosity
88.0	—	—	—	—	—	—	—	—		—
83.8	—	—	—	—	—	—	—	—		
79.9	—	—	5800	3.763	3100	3.491	1770	3.248	1030	3.013
75.5	—	—	—	—	—	—	940	2.973	580	2.763
75.0	4600	3.663	2500	3.398	1360	3.134	810	2.908	500	2.699
69.9	2500	3.398	1330	3.124	730	2.863	440	2.643	270	2.431
65.8	1490	3.173	820	2.914	470	2.672	285	2.455	179	2.253
65.0	1420	3.152	760	2.881	440	2.643	260	2.415	166	2.220
60.6	570	2.756	310	2.491	178	2.250	110	2.041	70	1.845
54.4	190	2.279	106	2.025	63	1.799	40	1.602	25	1.398
51.0	43	1.633	24	1.380	15.5	1.190	10.2	1.009	7	0.845
49.8	—	—	19.4	1.283	11.9	1.076	8.0	0.903	5.5	0.740
49.2	—	—	15.1	1.179	9.8	0.991	6.6	0.820	4.7	0.672
48.0	15.1	1.179	9.4	0.973	6.0	0.778	4.2	0.623	3.0	0.477
44.6	6.3	0.799	4.4	0.643	3.2	0.505	2.2	0.348	1.64	0.215
39.1	—	—	—	—	0.95	$\bar{1}.978$	0.71	$\bar{1}.851$	0.55	$\bar{1}.740$

(c) *Viscosity :*

The viscosity of glasses of compositions ranging from 88 % to 39.1 % SiO_2 in the system Na_2O — SiO_2 from 1000°C. to 1500°C. was studied by Heidtkamp and Endell [21]. The logarithms of the viscosities determined by these authors were calculated and then plotted against the corresponding temperatures and hence Fig. 5 was obtained. The viscosity of the melt used in the present investigations (72.4 % SiO_2) was determined at 1015°C. by interpolation as shown in Fig. 5.

η for 72.4 % SiO_2 melt at 1015°C. = 2700 poises.

$$\text{and } v = \frac{\eta}{\varrho} = \frac{2700}{2.2685}$$

$$= 1190 \text{ poise. gm.}^{-1} \text{ cm.}^{3}$$

(d) *Diffusion Coefficient :*

Direct measurement of the diffusion coefficient of Si ion in silicate melts was carried out by Towers and Chipman [23] in the case

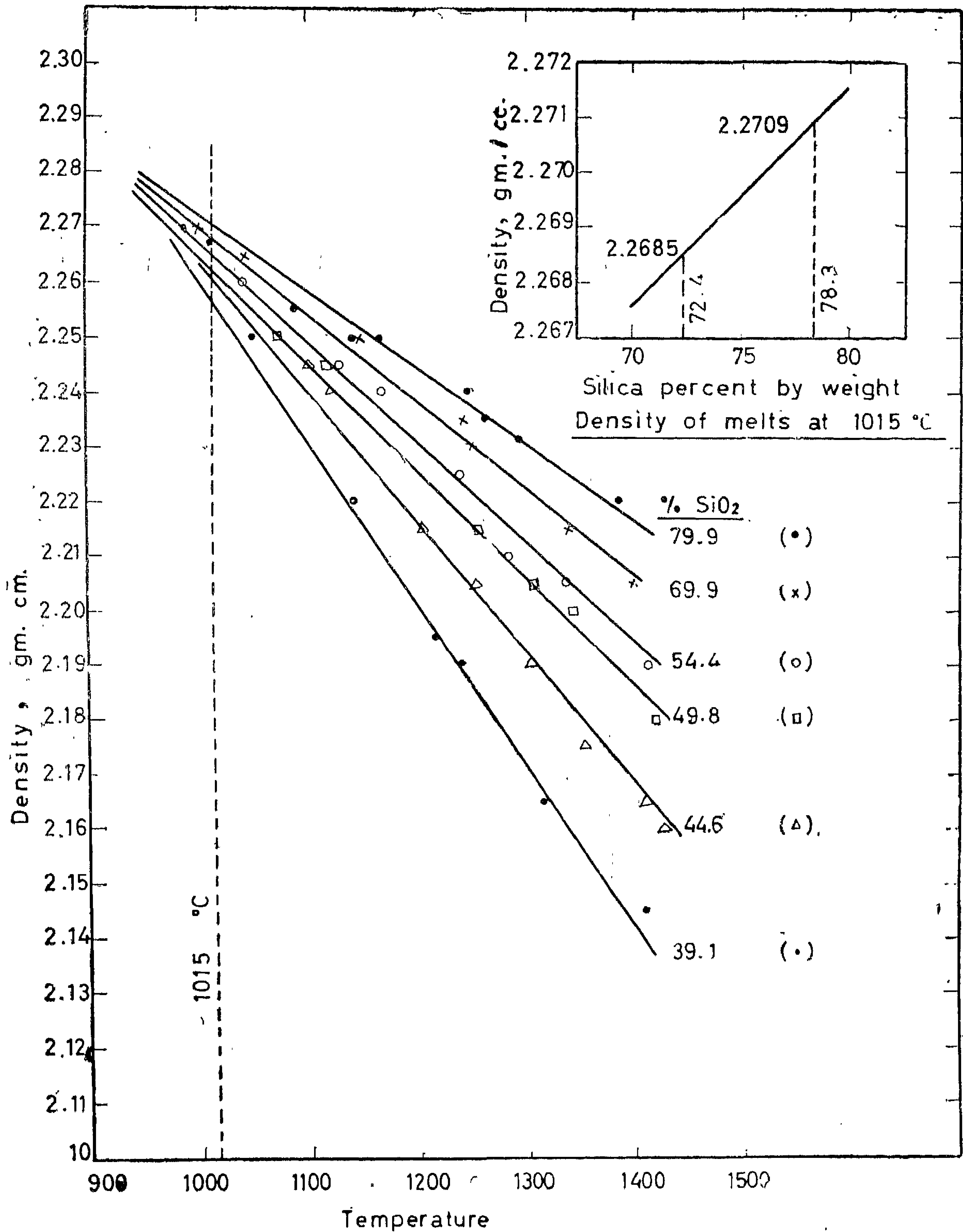


Fig. 4 : Density of glasses in the system $Na_2O - SiO_2$ at high temperatures.

Table (2) — Density of Sodium Silicate Glasses at high temperatures (after Heidtkamp & Endell)

% Sio$_2$	Temp. °C.	Density gm. cm^{-3}	% Sio$_2$	Temp. °C.	Density gm. cm^{-3}
79.9	987	2.270	49.8	1075	2.250
	1090	2.255		1123	2.245
	1146	2.250		1259	2.215
	1168	2.250		1310	2.205
	1249	2.240		1348	2.200
	1265	2.235		1421	2.180
	1304	2.230			
	1388	2.220			
69.9	1004	2.270	44.6	1150	2.245
	1045	2.265		1122	2.240
	1150	2.250		1208	2.215
	1244	2.235		1258	2.205
	1252	2.230		1305	2.190
	1342	2.215		1356	2.175
	1400	2.205		1412	2.165
				1428	2.160
54.4	1044	2.260	39.1	1052	2.250
	1131	2.245		1144	2.220
	1170	2.240		1218	2.195
	1243	2.225		1243	2.190
	1284	2.210		1319	2.165
	1340	2.205		1413	2.145
	1413	2.190			

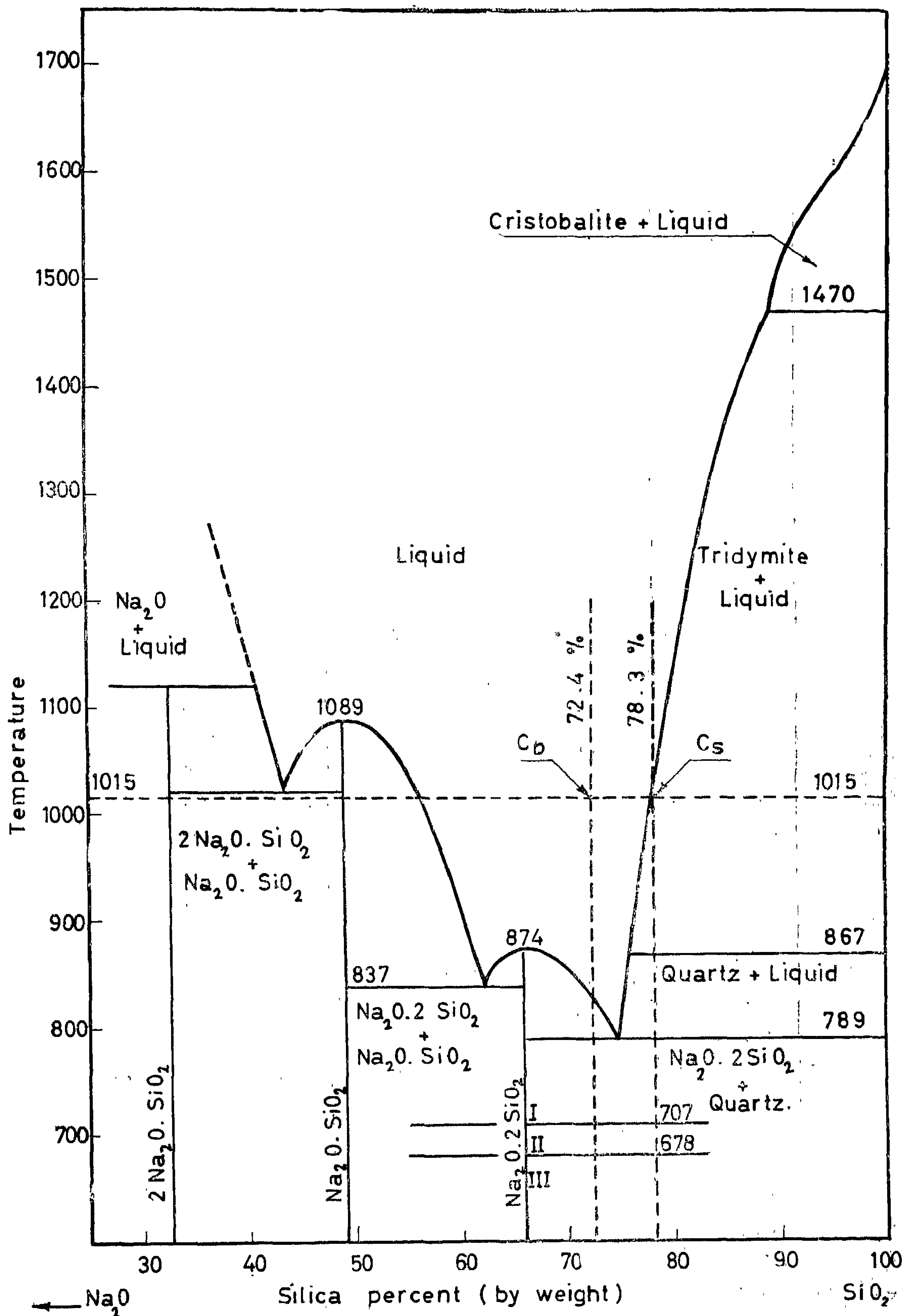


Fig. 3 - Thermal equilibrium diagram of system $SiO_2 - 2\,Na_2O.SiO_2$

3.4 — Determination of Observed and Calculated Values of Corrosion Rate :

The experimentally observed values of the corrosion rate in gm.mols. per unit area per second were obtained from the weight losses recorded for the different runs. The mathematical mean of the observed values for each plate was taken as the mean observed corrosion rate for this plate.

The calculated values of the corrosion rate for each plate was determined from equation (16), prevously shown for the dissolution rate of a vertical plate in an unstirred liquid.

$$\left(\frac{n}{A}\right)_H = 0.726\ D^{3/4}\ .\ \Delta C \left(\frac{g}{v}\ .\ \frac{\Delta\rho}{\rho_b}\ .\ \frac{1}{H}\right)^{1/4} \quad \dots (16)$$

where :

$\left(\frac{n}{A}\right)_H$ = the rate of corrosion per unit area, mole. cm^{-2} $sec.^{-1}$. of a plate of height H cms.

$\Delta C = (C_s - C_b)$ = the concentration difference between the saturated and bulk solution, mole. $cm.^{-3}$

$\frac{\Delta\rho}{\rho_b} = \left(\frac{\rho_s - \rho_b}{\rho_b}\right)$ = the fractional density difference between the saturated and bulk solution.

$v = \frac{\eta}{\rho}$ = the kinematic viscosity, poise . gm. cm^{-3}.

D = the diffusion coefficient of Si in sodium silicate melt under the prevailing conditions of the present investigations, cm^2. $sec.^{-1}$.

g = the acceleration due to gravity. = 981 cm. sec^{-2}.

The terms in the above equation were determined under the prevailing conditions of the present investigations as follows :

(a) *Concentration :*

The concentration of the bulk solution, C_b, was determined from the chemical analysis of the sodium silicate melt used, while the concentration of the saturated solution, C_s, was determined as the intersection of the 1015°C. isotherm with the tridymite liquidus curve in the thermal equilibrium diagram of the system $SiO_2 - 2\ Na_2O.\ SiO_2$ [19], as shown in Fig. 3.

C_b = 72.4 % SiO_2 by weight.

and C_s = 78.3 % SiO_2 by weight.

The densities of these two melts at 1015°C., as will be shown later, are 2.2685 and 2.2709 gm. cm^{-3} respectively. Thus the concentrations in terms of mole. cm^{-3} may be calculated as follows.

$$C_b = \frac{72.4 \times 2.2685}{60.06 \times 100} = 0.0274 \text{ mole. } cm^{-3}.$$

$$\text{and } C_s = \frac{78.3 \times 2.2709}{60.06 \times 100} = 0.0296 \text{ mole. } cm^{-3}.$$

$$\text{and } \Delta C = C_s - C_b = 0.0022 \text{ mole. } cm^{-3}.$$

(b) *Density :*

The density of sodium silicate glasses at high temperatures was studied by different workers [20, 21]. The measurements carried out by Heidtkamp and Endell seem to be more reliable as they determined the composition of the glasses used by chemical analysis [22]. The results obtained by these authors are shown in Table (2). It was found that for any one glass, the variation in density with temperature was linear as shown in Fig. 4. The densities of the bulk solution (72.4 % SiO_2), ρ_b and of the saturated solution (78.3 % SiO_2), ρ_s were determined by interpolation from Fig. 4.

ρ_b = 2.2685 gm. cm^{-3}.

ρ_s = 2.2709 gm. cm^{-3}.

$$\frac{\Delta\rho}{\rho_b} = \frac{2.2709 - 2.2685}{2.2685} = 0.00106$$

to the thermocouple sheath. This is to ensure accurate measuring of the temperature and to facilitate the insertion of the plate in the melt. The plate (tied to the thermocouple sheath) is kept about 1 cm. above the surface of the slag, while the furnace is heated up.

In order to ensure homogeneity of the melt during the run, the melt is to be kept, for at least 1 hour, at the soaking temperature before inserting the plate in it. Then the plate is immersed in the melt for a definite number of hours, making sure that it is kept in a vertical position all the time.

At the end of the soaking period, the plate is rapidly removed to a much cooler portion of the furnace (about 700°C.). The power to the furnace is switched off.

The slag is subsequently removed from the surface of the plate by boiling water. The plate is then dried slowly, cooled in a desiccator and weighed.

3.3 — Experimental Results :

Eight runs were carried out at 1015°C. for soaking periods ranging from 5 to 8 hours. Three fused silica plates of different heights were used in these runs. The experimental results obtained are shown in Table (1).

TABLE 1 — EXPERIMENTAL RESULTS

Run No.	Plate No.	Vertical Dimension cm.	Horizontal Dimension cm.	Area Exposed to Melt cm^2.	Temp. °C.	Soaking Period hrs.	Wt. Loss gms.
1	I	2.624	1.173	6.156	1015	5	0.045
2*	I	2.624	1.173	6.156	1015	5	0.090
3	I	2.624	1.173	6.156	1015	5	0.055
4	II	2.504	1.245	6.235	1015	6	0.032
5	II	2.504	1.245	6.235	1015	6	0.054
6	II	2.504	1.245	6.235	1015	6	0.085
7	III	1.191	2.337	5.567	1015	8	0.070
8	III	1.191	2.337	5.567	1015	5	0.061

* During the second run, it was noted that little pieces have been chipped off during the washing process. Thus this run was excluded and not considered when taking the mean observed value for the corrosion rate of this plate.

3. — EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS

3.1 — Preliminary Trials :

The major difficulties, expected in the experimental study for validating the assumption that the transport process is the rate controlling process in the corrosion of refractories by liquid slags, may be summarized as follows :

(a) The thick boundary layers formed, specially in the case of natural convection flow as when stationary refractory surface is in contact of an unstirred liquid slags.

(b) The relatively slow rates of corrosion that require a precise method of measurement.

(c) The lack of material property data that require a precise method of measurement.

In order to meet these difficulties, it is necessary to select a suitable refractory material in a suitable shape, a suitable corroding liquid and a suitable method of measuring corrosion.

Preliminary trials were carried out using quartz plates in slags of compositions along the binary system Lead Oxide — Silica. This system was firstly selected because of the relatively low temperatures of its liquidus curve. Quartz plates proved to be unsuitable for this type of experiments, because of the difficulty in heating the quartz to high temperature of about 1000°C. without being cracked due probably to the α - β quartz transformation at 573°C. Also lead silicate melts proved to be unsuitable as a corroding liquid for this type of study, because of its extremely high viscosity and the difficulty in dissolving the lead silicate contamination on the plate surface after the corrosion experiment. In order to avoid these complications, fused silica plate was selected as the refractory material under experiment and sodium silicate melt was selected as the corroding liquid.

To determine the rate of corrosion, the original intension was to make a series of weighings of the plate in the liquid slag, whilst it was freely suspended from the arm of a sensitive balance. This method proved difficult of realization in practice, owing to the physical properties of the liquid slag ; e.g. surface tension pull on the suspending wire, density and comparatively high viscosity. The technique of measuring the weight loss before and after immersion in the slag for a definite time proved to be more successful.

3.2 — General Procedure :

Fused silica rectangular plates of about 1″ x 1/2″ x 1/8″ were used. A slag of the composition of the quartz — sodium disilicate eutectic (73.6% silica : 26.4% soda by weight) was selected. Starting materials used to prepare the slag were anhydrous sodium carbonate (Mallinckrodt make, of 98.94% purity) as a source for soda and silica powder (Fisher Laboratory Chemicals) as a source for silica.

The ingredients to prepare 100 gm. melt of the quartz disilicate eutectic were weighed out, mixed thoroughly in a beaker, then melted in a platinum crucible and heating was continued up to 1200°C. (about 400°C. above the liquidus temperature) and kept at this temperature for about one hour. This is to ensure homogenization of the melt prepared.

The dimensions (length, width and thickness) of the fused silica plate under experiment, are determined by a micrometer screw gauge. The edges of the plate are then covered by platinum foil. The plate is then suspended in a loop of platinum wire, tied up

Experimental studies [16] in heat and mass transfer in water determine 1.83 for the constant C,

$$D = 1.83 \times \left(\frac{g\,x^3}{v^2} \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho_b} \cdot \frac{v}{D} \right)^{-1/4} \ldots (13)$$

$$D = 1.83 \left(\frac{Dv}{g} \cdot \frac{\rho_b}{\Delta\rho} \cdot x \right)^{1/4} \ldots\ldots\ldots (14)$$

Substituting for δ_D (from equation 14) in Noyes Nernst equation (equation 2), it follows :

$$\left(\frac{n}{A}\right)_x = \frac{D}{1.83} \cdot (C_s - C_b) \cdot \left(\frac{g}{Dv} \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho_b} \cdot x \right)^{1/4}$$

$$= 0.545\ D^{3/4} \cdot (C_s - C_b) \cdot \left(\frac{g}{v} \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho_b} \cdot x \right)^{-1/4} . (15)$$

Equation (15) may also be obtained directly from equation (9) for the natural convection at a heated vertical plate [18] by, simply substituting for the thermal diffusivity α and temperature T in the latter equation by the corresponding diffusion — controlled mass transfer terms, i.e. by the diffusion coefficient D and concentration C respectively. The term x in equation (15) is to be defined as the distance from the upper edge where the flow in the boundary layer starts. Also the term $\left(\frac{n}{A}\right)_x$ represents the local dissolution rate in moles per cm² per sec.

In general, only the average dissolution rate of a plate of a given height H is observed experimentally. This can be obtained by integration in equation (14) :

$$\left(\frac{n}{A}\right)_H = \frac{1}{H} \int_0^H \left(\frac{n}{A}\right)_x$$

$$= \frac{1}{H} \int_0^H 0.545\ D^{3/4}$$

$$(C_s - C_b) \cdot \frac{g}{v} \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho_b} \cdot x)^{1/4}\, dx$$

$$= 0.726\ D^{3/4} \cdot \Delta C \cdot \left(\frac{g}{v} \cdot \frac{\Delta\rho}{\rho_b} \cdot \frac{1}{H} \right)^{1/4} \ldots (16)$$

From equation (15), it is evident that the important physical properties of liquids in terms of their corrosive ability are v, the kinematic viscosity, D, the diffusion coefficient, $\frac{\Delta\rho}{\rho_b}$, the fractional density difference betwen bulk and saturated refractory melt, and ΔC, the concentration difference between the saturated and bulk solution. In addition, corrosion rate is inversely proportional to the fourth root of the distance x from the upper edge, because the effective thickness of of the boundary layer while flowing along the surface increases and thus the gradient of concentration decreases.

The heat flow q_x per unit area per unit time at a height x above the lower edge of the plate may be given by the following equations [14, 15, 16].

$$q_x = \frac{k}{x} . \Delta T . Gr^{\frac{1}{4}} . f\ (Sc) \qquad ...... (3)$$

$$Gr = \frac{g . \beta . \Delta\ T . x^3}{v^2} = \frac{gx^3}{v^2} . \frac{\Delta\rho}{\rho_b} \qquad ...... (4)$$

$f\ (Sc) = 0.508$ (in the case of air with Sc = 0.73) ...... (5)

$= C . Sc^{1/4}$ (in the case of high Sc numbers) ...... (6)

$$= 0.545 \ \left(\frac{v}{\alpha} \right)^{\frac{1}{4}} \qquad .... (7)$$

Where :

K = The heat conductivity of the liquid or gaseous medium,

ΔT = The excess temperature of the heated plate,

Gr = A dimensionless group, called the Grashoff number,

Sc = A dimensionless group, called the Schmidt number,

g = The gravitational acceleration,

β = The thermal expansion coefficient of the liquid or gaseous medium.

v = The kinematic viscosity of the medium.

α = The thermal diffusivity of the medium.

ρ_b = The bulk density of the medium.

$\Delta\rho = \rho_b\ \beta\ \Delta\ T$, the difference between the density of the medium with the excess temperature Δ T adjacent to the surface and the bulk density.

From equations (3, 4, 6, 7), it follows that :

$$q_x = 0.545 . \frac{k\ \Delta\ T}{x} (Gr . Sc)^{1/4} \qquad .... (8)$$

$$= 0.545 . \frac{k\ \Delta\ T}{x} . \left(\frac{gx^3}{v^2} . \frac{\Delta\rho}{\rho_0} . \frac{\nu}{\alpha} \right)^{\frac{1}{4}}$$

$$= 0.545 . \alpha^{3/4} . \Delta\ T . \left(\frac{g}{v} . \frac{\Delta\rho}{\rho_0} . x \right)^{1/4} \qquad ...(9)$$

2.4 — Dissolution Rate of a Vertical Plate in an Unstirred Liquid :

The dissolution of a vertical plate in an unstirred liquid gives rise, as previously mentioned, to fluid flow owing to density changes, which has its analogy in natural convection about heated objects. The rate of dissolution in this case can be studied by following the theory of natural convective heat transfer, making the appropriate transformations to convert from heat flow to mass transfer.

The dimensionless number of importance in natural convection is the Grashoff number (Gr), which includes the bouancy forces causing fluid flow. For diffusion controlled mass transfer, an equation analogous to equation (3) applies :

$$Gr = \frac{gx^3}{v^2} . \frac{\rho_s - \rho_b}{\rho_b} = \frac{gx^3}{v^2} \ \frac{\Delta\varrho}{\varrho_b} \qquad .....(10)$$

Where :

ρ_s = The density of the saturated solution,

ρ_b = The density of the bulk solution,

$\Delta\rho$ = The density difference between the saturated solution and the bulk solution.

The thickness of the diffusion boundary later in this case is related through the ratio :

$$\frac{\delta_v}{\delta_D} = f \left(\frac{v}{D} \right) = f\ (Sc) \qquad .... (11)$$

Accordingly, the effective thickness of the diffusion boundary layer can be represented for the general case of free convection flow by :

$$D = f\ (\ x, Gr, Sc\ ) \qquad .... (12)$$

For free convection flow along a flat plate, a theoretical analysis [3, 12, 18] following boundary layer assumptions reveals that for high Schmidt numbers :

$$\delta_D = C\ \ x\ \ (Gr . Sc.)^{-1/4} \qquad .... (13)$$

Well defined conditions can be established in the following ways :

(a) Diffusion without convection, e.g. dissolution of a crystal lying on the bottom of a container filled with liquid at rest.

(b) Diffusion through a boundary layer into a liquid in definite motion.

In addition, well defined boundary layer conditions can be realized by "free convection".

2.2 — Analogy between Diffusion — controlled Mass Transfer and Convective Heat Transfer :

Fig. 2a shows the temperature distribution about a uniformly heated cylinder in still air after times t_1 and t_2. While Fig. 2b shows the temperature distribution about this cylinder in a free stream of velocity U. It will be seen that for a fluid at rest, the thickness of the layer δ_T, in which the temperature is different from that of the bulk fluid, is equal in all directions and increases with time. While if there is a flow past the object, the layer thickness is constant with time but increases with distance in the direction of flow and increases with decreasing velocity.

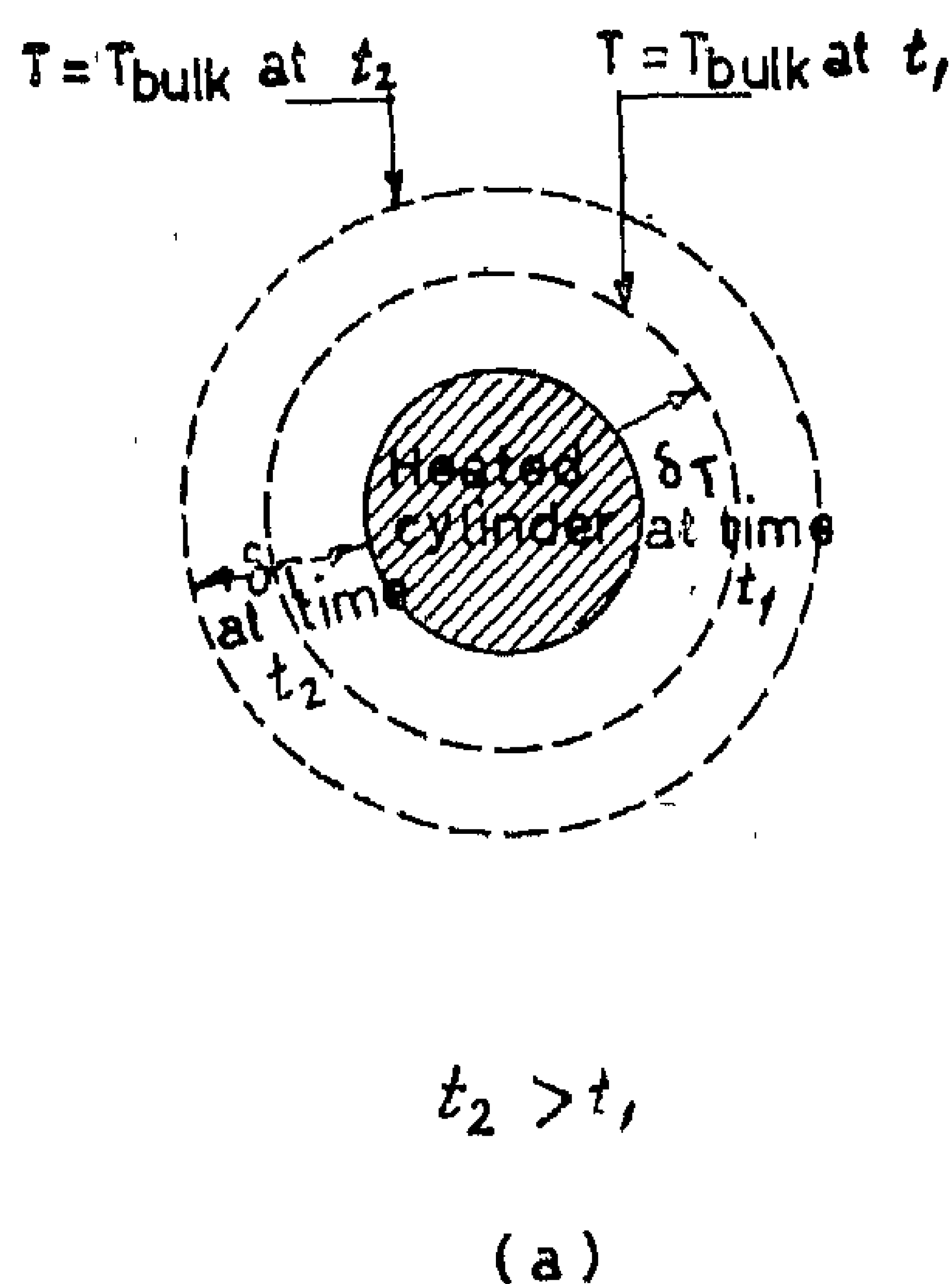
In the case of well defined boundary layer conditions realized by free convection, the solution near the surface has a greater concentration and thus a greater density than the bulk of the liquid, a downward flow at a vertical surface will thus occur. This flow is similar to the upward flow about heated objects. This analogy holds true not only qualitatively but also quantitatively.

Accordingly, diffusion-controlled mass transfer is considered to be closely analogous to convective heat transfer. In this analogy, the diffusion coefficient D is replaced by the thermal diffusivity α, and concentration C by temperature T[12].

A significant difficulty for this analogy in some cases is the fact that for heat transfer the geometry of the system remains constant with time, while for corrosive mass transfer the dissolving member decreases and its shape may change[3]

2.3 — Natural Convection at Heated Vertical Plate :

Natural convection at a heated vertical plate has been investigated theoretically and experimentally by Schmidt and Beckmann[13].



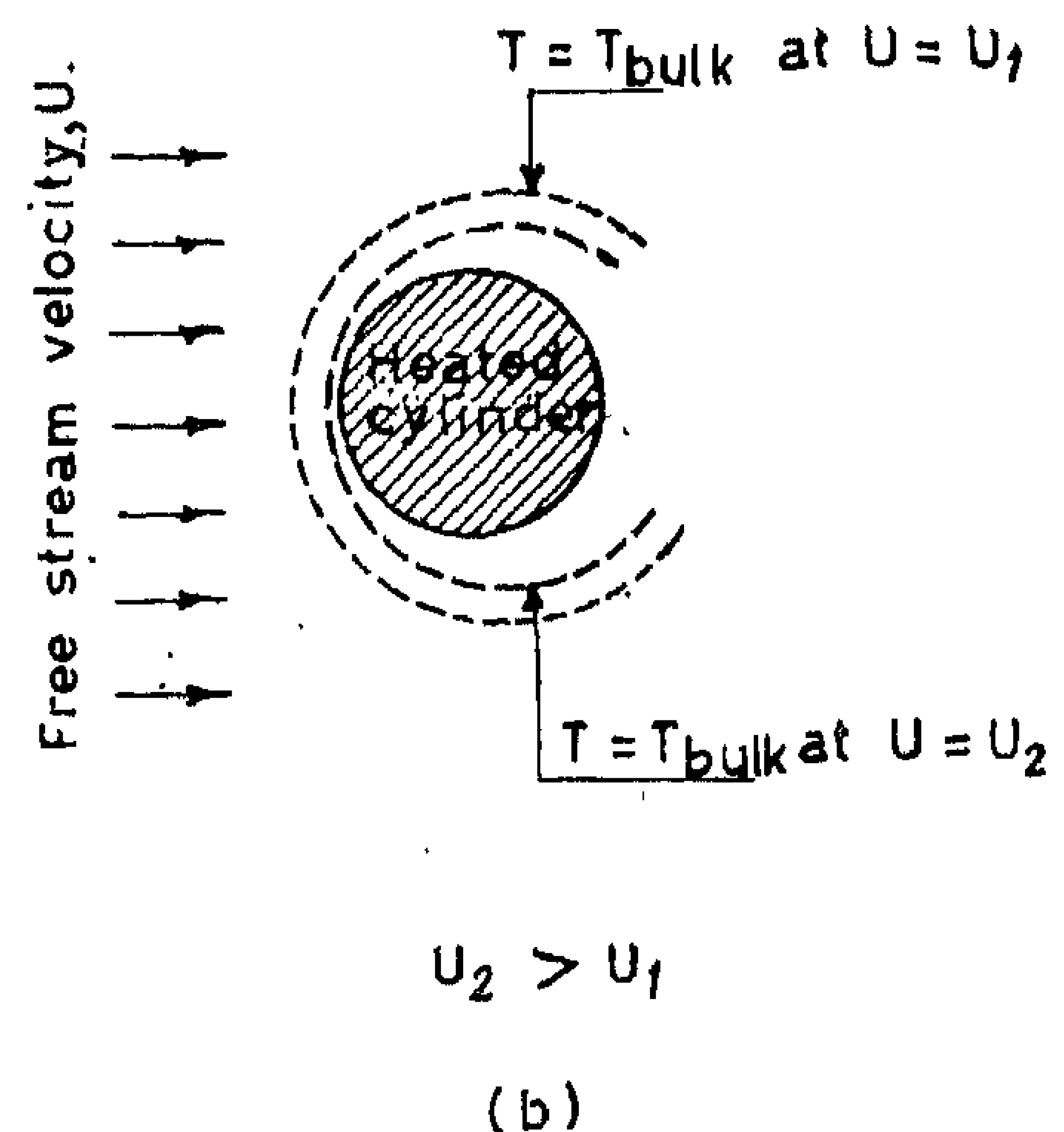


Fig. 2 – Isotherms about a heated cylinder. (a) In still air after times t_1 & t_2 (b) In a free stream of velocity U

2. — THEORETICAL CONSIDERATIONS

2.1 — Dissolution Rate of Solids in Liquid Media (Noyes-Nernst Equation) :

According to Noyes and Whitney[9], Nernst[10], Brunner[11] and others, the mechanism of dissolution of solids in liquids may be summarized as follows :

(a) The reaction rate at the interface is sufficiently rapid that an equilibrium concentration is maintained at the interface.

(b) There is a stationary layer attached to the surface.

(c) The rate of diffusion of reactants through the stationary layer controls the rate of reaction.

If reaction takes place in such a way that equilibrium is maintained at an interface and fluid flow occurs so that a constant composition is maintained in the bulk of the fluid, the concentration profile from the surface will be as shown schematically in Fig. 1. This concentration profile may be characterized by an effective thickness of diffusion boundary layer defined as the thickness in which a line tangent to the concentration gradient at the interface reaches the bulk concentration, i.e. :

$$\delta_D = \frac{C_s - C_b}{\left(\frac{\partial C}{\partial x}\right)_{x=0}} \qquad \text{...... (1)}$$

Where :

C_s = the concentration of the saturated solution.

C_b = the concentration of the bulk solution.

δ_D = the effective diffusion film thickness.

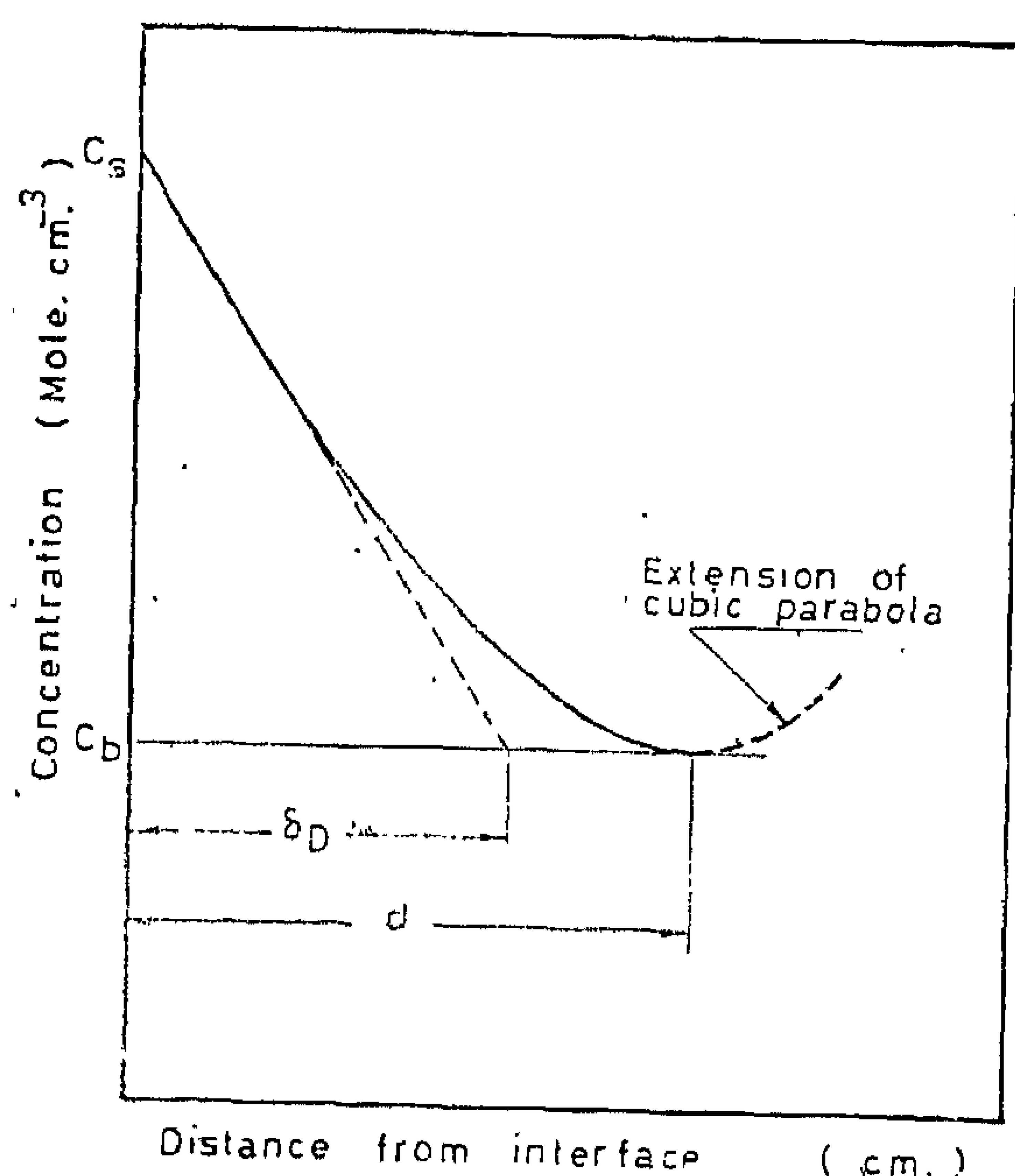


Fig 1 – Diffusion film at reaction interface

Consequently, the rate of transport normal to the surface, which is corresponding to the rate of corrosion per unit area for diffusion — controlled dissolution, is directly proportional to the diffusion coefficient, the difference in the equilibrium and bulk concentration divided by the effective boundary thickness. This is given by Noyes — Nernst equation :

$$\frac{n}{A} = \frac{D}{\delta_D} (C_s - C_b) \qquad \text{...... (2)}$$

where :

$\frac{n}{A}$ = the rate of corrosion per unit area, mole. cm^{-2}. Sec.$^{-1}$

D = the diffusion constant for the slowest ion participating in the reaction.

Laboratory studies and practical applications depend on suitable evaluation of D and δ_D for the particular conditions of interest. If the change of concentration in the boundary layer can be represented by a cubic parabola, the effective thickness δ_D is two thirds of the total thickness d of the boundary layer, as seen in Fig. 1.

case of spinels where iron-oxide penetration causes flaking of the surface layer[5]. The penetration process may be attributed to lattice diffusion with the grains or by diffusion along grain boundaries. Viscous flow into capillaries has also been observed, which is governed by the viscosity of the melt as well as its capacity for wetting the solid[6]. Liquid penetration, enhanced by solution at the base of the capillary, may completely envelop individual particles with liquid. Individual grains may then be easily eroded from the surface as a result of gravity or shearing forces resulting from flow of the liquid. Another effect of solid penetration is to increase the area of the solid that is in contact with the liquid, which may accelerate the apparent rate of solution.

1.4 — Rate Controlling Process in the Corrosion of Refractories by Slags :

The various types of solid penetration can occur simultaneously with and indepently of direct solution. In some instances they are known to be more rapid than solution and, consequently, the predominent mechanism of weight loss. However, direct solution will always occur, and in all instances the rate of solution provides a lower limit for the corrosion rate. It seems apparent that the initial step in analysing general refractory- corrosion processes must be concerned with the actual rate of solution[3].

The solution process, in such heterogeneous systems, takes place in three consecutive steps[7] :

(a) Transport of reactants to the phase boundary.

(b) Reaction at the phase boundary.

(c) Transport of products away from the phase boundary.

In general, a virtual maximum rate can be defined for each step when equilibria are established for all previous and following steps. The over-all rate of a complex process involving a series of consecutive steps is controlled by the virtual maximum rate of the slowest step when that step is much slower than any other — and in this case, equilibrium will be virtually established for all previous steps but not necessarily for the following steps. Complex processes in heterogeneous systems can thus be divided into :

(a) transport-rate controlled, and

(b) phase boundary reaction rate controlled.

Accordingly, transport process may be considered as rate controlling for corrosion of refractories by liquid slags, since in these systems the diffusion coefficients are low, and the effective thickness for diffusion is high. This is supported by the practical experience in the glass-tank refracory behaviour[8].

1.5 — Purpose of Present Investigations :

The purpose of the present investigations is to validate, experimentally, the assumption that the transport process is the rate controlling process in the corrosion of refractories by liquid slags. This was approached by determining the rate of corrosion of fused silica plates in sodium silicate melts.

The experimentally observed values were then compared with the corresponding values predicted by calculation from the formula derived on the basis of the analogy between diffusion — controlled mass transfer and convective heat transfer.

1.2 — Factors Affecting Corrosion Rate of Refractories by Liquid Slags :

The attack of refractories by slags is of a very complex nature. The various factors influencing the corradability of a brick by slag under industrial conditions may be summarized as follows[2] :

(a) The chemical and mineral constitution of the brick or refractory.

(b) The penetrability of the refractory.

(c) The cohesion between grog and matrix and the degree of the internal strain.

(d) The nature, constitution and other characteristics of the slag.

(e) The prevailing temperature and atmosphere, temperature irregularities and temperature gradients through the refractory material.

(f) The internal contour of the furnace or flue, in so far as this restricts density and convection movements in the melt.

(g) The structural stresses encountered and the type of jointing and jointing materials used.

When a slag reacts with a refractory to form products which are molten at a temperature lower than that maintained in practice, the extent of the slagging will be governed by the rate of reaction. The greater the rate, the greater will be the slagging effect. True equilibrium between slag and refractory is rarely attained in practice, due to the introduction of fresh slag-forming materials and flowing away of the reaction products, exposing a fresh surface of brickwork for attack.

There are a number of individual processes that may, under proper circumstances, determine the rate of corrosion of refractories by liquid slags and glasses. Conceivable mechanisms are affected by both physical and chemical properties of the refractory and the liquid. The chief physical properties of the liquid affecting the slagging action are viscosity, surface tension and wetting power, and density and size of the molecules. The surface tension and wetting power determine whether slagging will occur, while the viscosity and density influence the flow of the liquid over the surface of the refractory. The viscosity of the liquid and reaction product influences the rate of diffusion which is one of the decisive factors in the process.

1.3 — Mechanism of the Solublity of Refractories in Slags :

From the chemical aspect, the solubility of the refractory in the slag is one of great importance. In particular, refractories are frequently polyphase, with one phase being more susceptible to corrosion, and commonly have interconnected pores allowing substantial liquid penetration. Accordingly, corrosion may take place by a solution process at the surface or by a penetration of liquid into solid grains or grain boundaries or pores, with a subsequent sloughing off of discrete pieces of the solid.

For example, ordinary soda-lime glasses in aqueous surroundings may undergo corrosion by the two above mentioned processes[3]. At high pH (high solubility), corrosion of the glass surface occurs by dissolution of ions composing the glassy network, while at low pH (low solubilities), hydrogen ions diffuse into the glassy structure leaching out sodium ions. If this leaching continues for sufficient time to strain the network substantially, it is possible for flaking of the glass surface to occur, as is observed in long-time autoclave tests of glass containers.

Penetration of ions from the melt into the refractory has been observed in many industrial processes. Konopicky reported[4] that the chemical analysis of sidewall blocks from tanks showed that in some instances, the penetration could be detected to a distance half the thickness of the brick. This phenomenon has also been observed in the

THE KINETICS OF CORROSION OF FUSED SILICA IN SODIUM SILICATE MELTS

By

Dr. YAHIA MOSTAFA EL-AGAMAWI
Assistant Professor,
Faculty of Engineering, Cairo University.

SUMMARY

The objective of the present paper is to study the kinetics of corrosion of refractories by liquid slags and to validate, experimentally, the assumption that the transport process is the rate-controlling process. This was approached by determining the rate of corrosion of fused silica plates in unstirred sodium silicate melts. The experimentally observed values were then compared with the corresponding values predicted by calculations from the formula derived on the basis of the analogy between diffusion-controlled mass transfer and convective heat transfer.

The experimental results showed that the observed values are in accordance with the corresponding calculated values, and that the mean observed value of the corrosion rate decreases with the increase of the height of the plate used.

It was concluded therefore, that the diffusion and natural convection due to the density difference between saturated and bulk melts are the rate-determining factors under the conditions of the reported measurements of the corrosion rate. The experimental results also showed that the corrosion rate is inversely proportional to the fourth root of the height of the plate. This was ascribed to the increase of the effective thickness of the boundary layer while flowing along the surface and the subsequent decrease of the concentration gradient.

1. INTRODUCTION

1.1 — Causes of Refractory Failure :

Refractory failure seriously increases the production costs in the metallurgical, glass, gas and other industries. The failure of most refractories may be ascribed to the following causes[1] :

(a) Corrosion : due to the solution of the refractory material by liquid slag. This is considered the most common cause, as failure of 75% of industrial furnaces is due to the corrosion of refractories by the action of slags.

(b) Erosion : due to additional scouring action caused by the slag when it is in motion due to mechanical agitation and convection currents. It cannot occur without corrosion. Latter may occur alone when slag is merely contained in the pores.

(c) Physical disintegration : due to forces of penetration or stresses due to differential thermal expansion.

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at the address of the Egineering Society at Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are ipso facto subscribers of this periodical.

Subscription for engineers P.T.60 per annum.

Subscription for others P.T.200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers,
28. Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106

ADVERTISEMENTS

JOURNAL OF
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS
U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

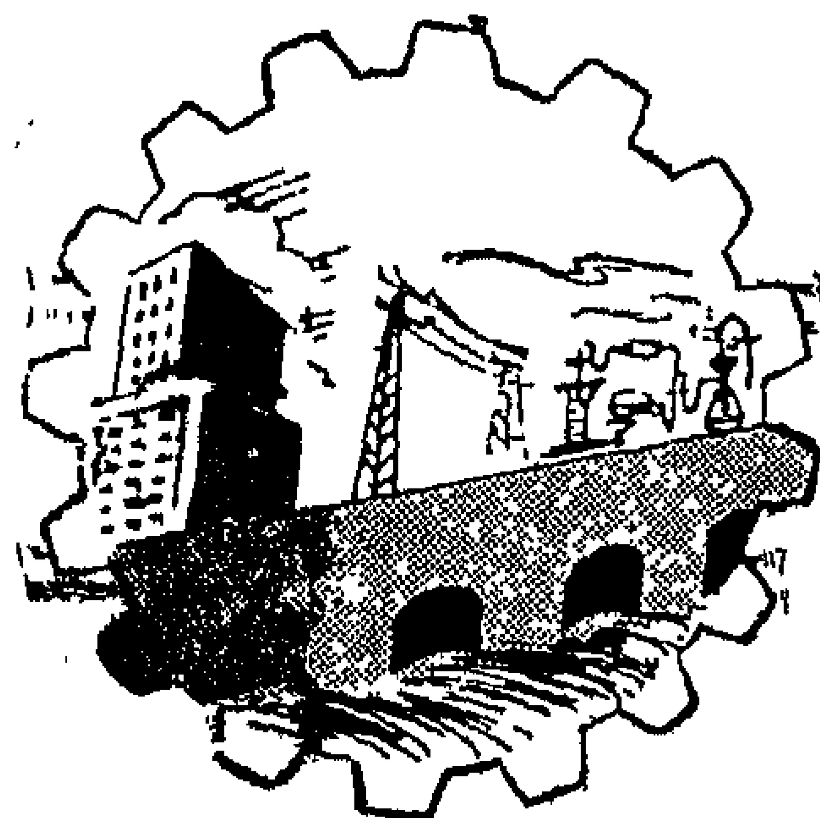
Vol. IV — No. 3 — July - Aug. - Sept. 1965

CONTENTS

ENGLISH SECTION

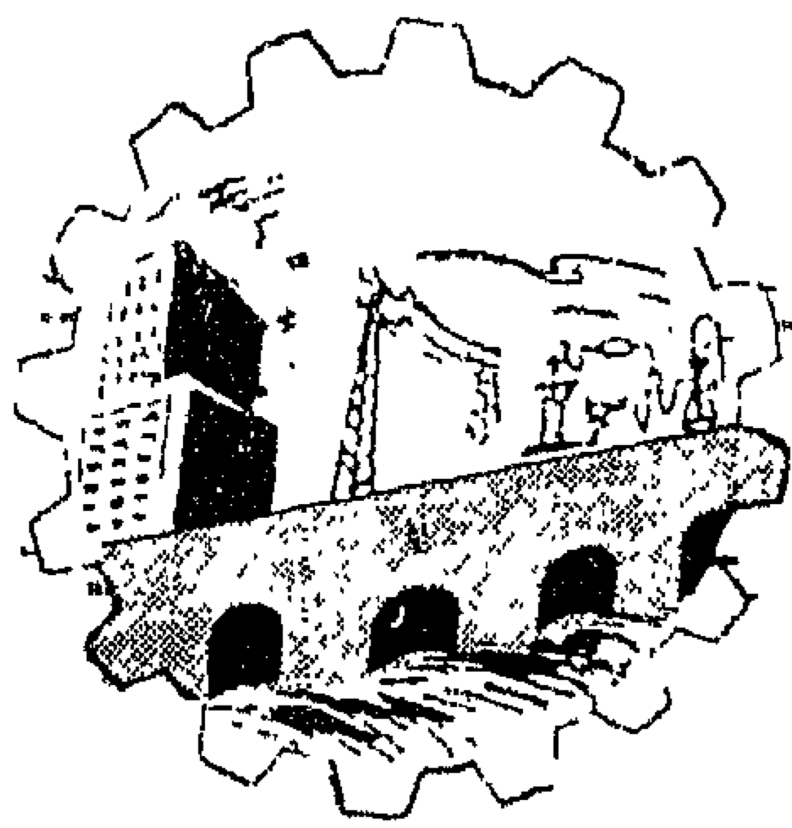
ARABIC SECTION

"Mondiale" Press—Cairo



JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U. A. R.

July - Aug. - Sept. 1965
Vol. IV
No. 3



مجلة

جمعية المهندسين المصرية

العدد الرابع — المجلد الرابع — أكتوبر - نوفمبر - ديسمبر ١٩٦٥

مجلة

جمعية المهندسين المصرية

مجلة علمية هندسية — تصدرها كل ثلاثة شهور

جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة

السنة الرابعة — العدد الرابع — اكتوبر – نوفمبر – ديسمبر ١٩٦٥

محتويات العدد

القسم العربى

القسم الانجليزى

بيانات :

مقر المجلة :

جمعية المهندسين المصرية
٢٨ شارع رمسيس بالقاهرة
تليفون ٥٢١٠٦

الاشتراكات :

- جميع أعضاء جمعية المهندسين بالقاهرة مشتركون فى المجلة بحكم عضويتهم

الاشتراك السنوى

	للمهندس	للهيئات
لغير الأعضاء :	٦٠ ص	٢٠٠ ص

- ترسل البحوث والموضوعات والتعليقات إلى أمانة التحرير بمقر جمعية المهندسين المصرية بالقاهرة
- ترحب المجلة بما يرسل إليها من بحوث وموضوعات هندسية ، أى تعليقات علمية للمنافشة
- المجلة غير مسئولة عن الآراء التى تنشر وتعبر عن رأى كاتبها فقط

لجنة التحرير

المشرف العـــام	الأستاذ الدكتور	محمـــــود طلعت
رئيس التحـــرير	الأستاذ الدكتور	احمد على العريان
أمنــــاء التحرير	المهنــــــــدس	عز الدين فـــرج
	الدكتور المهندس	فـــؤاد بهجت
	الدكتور المهندس	يحيى العجـماوى
أمين الصـــندوق	المهنــــــــدس	حامد القـــداح
المشرفـــــون	الدكتور المهندس	أحمـــد جنيدى
	المهنــــــــدس	صـــلاح عامر
	الدكتور المهندس	طاهـــر الحديدى
	المهنــــــــدس	كامل مقصـــود

هذا العدد ..

عزيزى القارىء ..

• بين يديك العــدد الرابع من السنة الرابعة لمجلتــك التى دعمت صرح الفكر الهندسى ووثقت الصلة العلمية السامية بين القارىء والبحث الهندسى فى فروعه ومجالاته التخصصية العديدة .

وبهذا العدد الذى نشر فيه الموسم الثقافى للهندسة الانشائية لعــام ٦٥ حتى يقف المهندسون على طريق التطور العلمى لأحــدث النظريات الانشائية .. نقول بهذا العدد نكون قد أتممنا العام الرابع لهذا السجل العلمى الذى اســتهدف ــ بالاضــافة الى خطــوطه فى تدعيم الفكر الهندسى ــ العمل على حفاظ هذا التراث القيم الذى تمثل فيه الجهــد الفكرى فى أروع صورة من صور المجال الهندسى .

• وكنا فى كل ما عملنا على نشره جادين فى التدقيق الملح لاختيار أثبت الموضوعات وأكثرها حرصا على اظهار البحث الفــكرى للعــلوم الهندسية فى الصورة التى تشرف رقعة العلم فى وطننا المفدى . واضعين تحت الأنظار أن نجعل للغات الأجنبية فيها نصيبا كبــيرا حتى تــكون أعدادها رسلا لنهضة جهودنا الهندسية خارج حدود الجمهورية الثورية .

• وبهذا العدد نختم السنة الرابعة من حياة هــذه المجلة التى نأمل أن يشرفها كتابنا الأمجاد بنشر بحوثهم وآرائهم الفكرية فى مجال العلم الهندسى بها . حتى نكون بذلك قد دعمنا روابط الحرص من جانب المجلة وكتابها وقرائها للوصول بنشر تراثنا الفكرى الهندسى فى مختلف قطاعات الهندسة والمهندسين فى كافة الدول .

• هذا هو السجل .. وهذا هو العام الجديد يهــل .. عام ١٩٦٦ بداية للسنة الخامسة من مجلة أرست قواعدها وحافظت على وقارها .. وفى بداية هذا العام ونحن نحيى قارئنا المثابر لا يسعنا ألا تتقدم بالرجاء كى يتابع فى صفحات المجلة نشر بحوثه وتسجيل جهوده خاصة المحاضرات القيمة التى ستلقى عام ١٩٦٦ فى مختلف نواحى النشــاط والتخصصات الهندسية . وموضوعات الساعة فى الفن الهندسى بشتى صوره بحثا كان أو رأيا أو عملا وتنفيذا وخبرة .

• وفى مجال هذا العرض الذى تقدم فيه سطورا فى الحســـاب عن النشاط العلمى لا ننسى أن نتوجه بالرجاء الحار الى القـــارىء المدقق أن يوافينا بكل ما يراه من لمحات النقد وخطــرات التوجيــه حتى يكون الترابط بيننا فى محيطنا الهندسى كله قوى البنيان متسق السطور رفيع المستوى ...

رجاء .. ورجاء .. سائلين الله أن يجمع الكلمة دائما على طــريق من الخير حتى نؤدى لوطننا بعضا مما فى رقابنا نحوه من دين ..

حقق الله لنا الآمال ..

كل الآمال ...

التحــرير

● ● ●

المنشآت من الخرسانة سابقة الاجهاد

للدكتور المهندس ميشيل أمين سرجيوس

ملخص :

الغرض من المحاضرة هو ايضاح الفوائد الاقتصادية والانشائية الناتجة عن استعمال الخرسانة سابقة الاجهاد فى بعض الانشاءات الخاصة حتى يمكن أن تحتل المكان المناسب لها وتسير بجانب التقدم فى الانشاء والتقدم فى صناعة الحديد العالى المقاومة فى الجمهورية العربية المتحدة .

مقـــدمة :

ان استعمال الخرسانة سابقة الاجهاد أصبح من مستلزمات التطور الانشائى فى أى دولة وعنوانا للتقدم والدقة فى أسس التصميم وامكانيات التنفيذ بها .

وعلاوة على أن استعمال الخرسانة سابقة الاجهاد فى الدول الناهضة تقدم تقدما كبيرا فيما بعد الحرب العالمية الثانية فى المنشآت العادية مثل الوحدات الجاهزة من الكمرات والبلاطات للمساكن والمصانع وفلنكات السكك الحديدية وخلافه ، فان هناك بعض أنواع من المنشآت من الخرسانة سابقة الاجهاد يتبين فيها أهميتها من الناحية الاقتصادية فى التكاليف والصيانة علاوة على زيادة عمرها .

والفكرة الأساسية فى الخرسانة سابقة الاجهاد هو أن تعرض الخرسانة فى الأجزاء التى سيكون فيها اجهادات شد من الأحمال الخارجية الى اجهادات ضغط قبل بدأ التحميل بحيث تكون الاجهادات النهائية جميعها ضغط أو اذا سمح ببعض اجهادات شد فتكون فى الحدود التى لا يتسبب عنها حدوث شروخ فى الخرسانة .

وبذلك يستفاد من خاصية قوة تحمل الخرسانة للضغط من تلافى الشروخ التى تحدث نتيجة ضعف تحمل الخرسانة للشد . ويصبح القطاع الخرسانى متجانسا يقاوم جميعه الاجهادات الواقعة عليه وقد بدأ الاهتمام بنظرية الاجهاد السابق بعد أن لوحظ حدوث شروخ فى مناطق الشد للمنشآت من الخرسانة المسلحة على الرغم من استعمال حديد تسليح كاف لمقاومة جميع قوى الشد .

وهذه الشروخ ، وان كان لم يتسبب منها حدوث أضرار اذا كان اتساعها ما بين ٢ر — ٣ر مم ، واذا كان المنشأ غير معرض لمصادر صدأ للحديد فانه تسبب عنها اضرارا كبيرة فى بعض الحالات التى كان فيها الغطاء الجرسانى صغيرا والتى كانت فيها الخرسانة معرضة لمياه البحر أو غازات أو خلافه .

وعلى الرغم من بساطة نظرية الاجهاد السابق ووجودها من قديم الزمان ، وعلى الرغم من أن جاكسون Jackson بسان فرانسسكو قد اقترح تطبيقها فى الخرسانة سنة ١٨٨٦ ، فان استعمال الخرسانة سابقة الاجهاد لم يبدأ التفكير فيه بطريقة عملية الا بعد سنة ١٩٢٨ حين أثبت فرسينه Freyssinet بفرنسا أنه من الضرورى استعمال حديد عالى المقاومة فى الخرسانة سابقة الاجهاد ليتبقى جزء كبير من جهد الشد فى الحديد وبالتالى جهد الضغط على الخرسانة بعد انتهاء انكماش الخرسانة بالوقت نتيجة خاصية الزحف والانكماش التى كانت لا تزال غير واضحة حتى ذلك التاريخ . (الحديد العالى المقاومة يكون الانفعال (strain) فيه عند الشد ما بين ٣ — ٦ ٪ بينما الحديد العادى St. 37 يكون ٥ر٠ ٪ وقيمة الانفعال فى الخرسانة نتيجة الزحف والانكماش Shrinkage & creep يكون حوالى ٥ر٠٪)

وفى الفترة ما بين سنة ١٩٥٠ وسنة ١٩٥٣ زاد التنافس بين الشركات فى الدول المختلفة لايجاد احسن وأرخص الطرق للاجهاد السابق وكان التفيير بين

طريقة واخرى ينحصر معظمه فى طريقة تثبيت الكابلات فى النهايات .

ومن أهم الحالات التى يكون استعمال الخرسانة سابقة الاجهاد مميزا فيها من ناحية التكاليف علاوة على الفوائد الانشائية الأخرى يمكن تلخيصها فيما يلى :

١ ـ الخزانات الدائرية لتخزين المياه أو الزيوت أو البنزين او خلافه وخاصة للحالات التى يكون فيها احجام التخزين كبيرة وكذلك مواسير المياه المعرضة لضغوط عالية .

٢ ـ الكبارى ذات البحور الكبيرة

٣ ـ الأسقف القشرية والسطوح الدورانية والمعلقة ذات المقاسات الكبيرة

٤ ـ الطرق الرئيسية وارضيات المطارات

١ ـ الخزانات الدائرية والمواسير :

ان القوى الأساسية المؤثرة على حوائط الخزانات الدائرية والمواسير هى قوى شد فى الاتجاه الدائرى . وفى حالة استعمال الخرسانة المسلحة فان التصميم يكون على أساس وضع حديد تسليح كاف لمقاومة جميع قوى الشد ثم استعمال أسماك كافية للحوائط بحيث يكون جهد الشد الموجود بها **اقل من الجهد الذى** سيسمح بحدوث شروخ حتى لا يتسرب السائل من الخزان وكذلك حتى لا يتعرض الحديد للصدأ .

وفى حالة استعمال الخرسانة السابقة الاجهاد فان الحديد السابق الاجهاد يلف حول الخزان بقوة كافية لاعطاء اجهادات ضغط على الخرسانة تزيد بمقدار ٥كجم/سم٢ عن اجهادات الشد الناتجة عن ضغط السائل . وتتوقف المسافات بين حلقات الحديد على توزيع ضغط السائل على حائط الخزان . فى حالة المواسير فتكون هذه المسافات متساوية .

وبمعنى آخر فان سمك خرسانة حوائط الخزانات الدائرية تتوقف على جهد الشد للخرسانة فى حالة عمل الحوائط من الخرسانة المسلحة وعلى جهد الضغط للخرسانة فى حالة عمل الحوائط من الخرسانة السابقة الاجهاد . وهذا يعطى فكرة عن مقدار الوفر الذى يمكن الحصول عليه فى أسماك الخرسانة .

وطريقة حساب قيمة قوة الاجهاد السابق لكل وحدة ارتفاع من الحائط ممكن تلخيصها فى الآتى على اساس قوى الشد الدائرية الناتجة عن ضغط السائل على حائط الخزان T_w قد عرفت قيمتها وطريقة توزيعها .

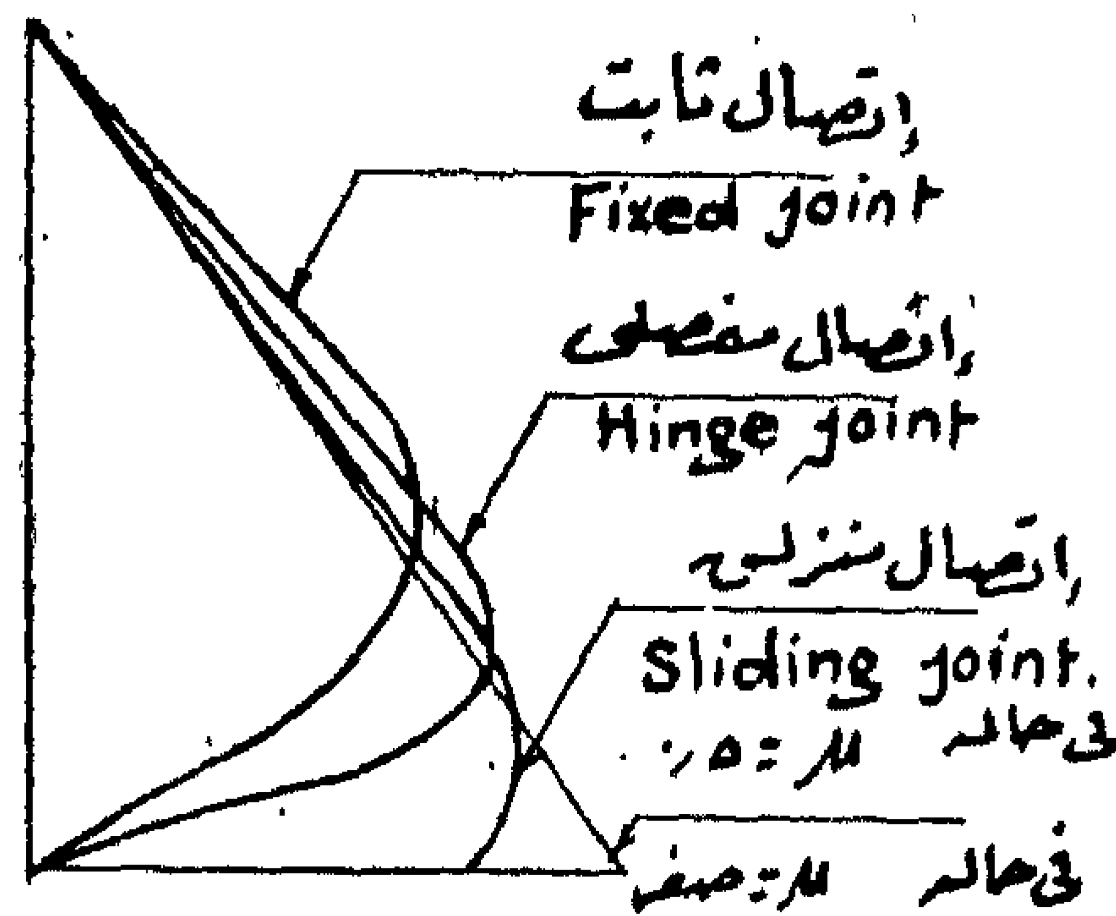
اذا كان f_s = جهد الشد فى السيخ الحديد السابق الاجهاد بالطن/سم٢

A_s = مساحة قطاع السيخ بالسم٢

S = المسافة بالمتر بين الأسياخ الملفوفة حول محيط الخزان عند المستوى المطلوب الحساب عنده . وقيمة S تزيد بانتظام من قيمة صغيرة فى اسفل الخزان الى قيمة كبيرة فى أعلاه

D = قطر الخزان بالمتر

فان محصلة الضغوط على الخرسانة فى اتجاه نصف القطر من قوة الشد السابق هى $W_p = \frac{2\ f_s\ A_s}{S\ \ D}$



شكل (١) ـ قوى الشد الدائرية فى حائط الخزان للحالات المختلفة لاتصال الحائط بالأرضية

واذا كان W_w = قيمة ضغط السائل على حائط الخزان عند المستوى المطلوب

T_w = قيمة الشد الدائرى فى حائط الخزان المحسوب مناظرا لضغط السائل W_w

فان قيمة الضغط الدائرى Cp الناتج عن قوة الشد السابق يمكن حسابه بالتناسب كالآتى

$$C_p = T_w \times \frac{W^d}{W_w}$$

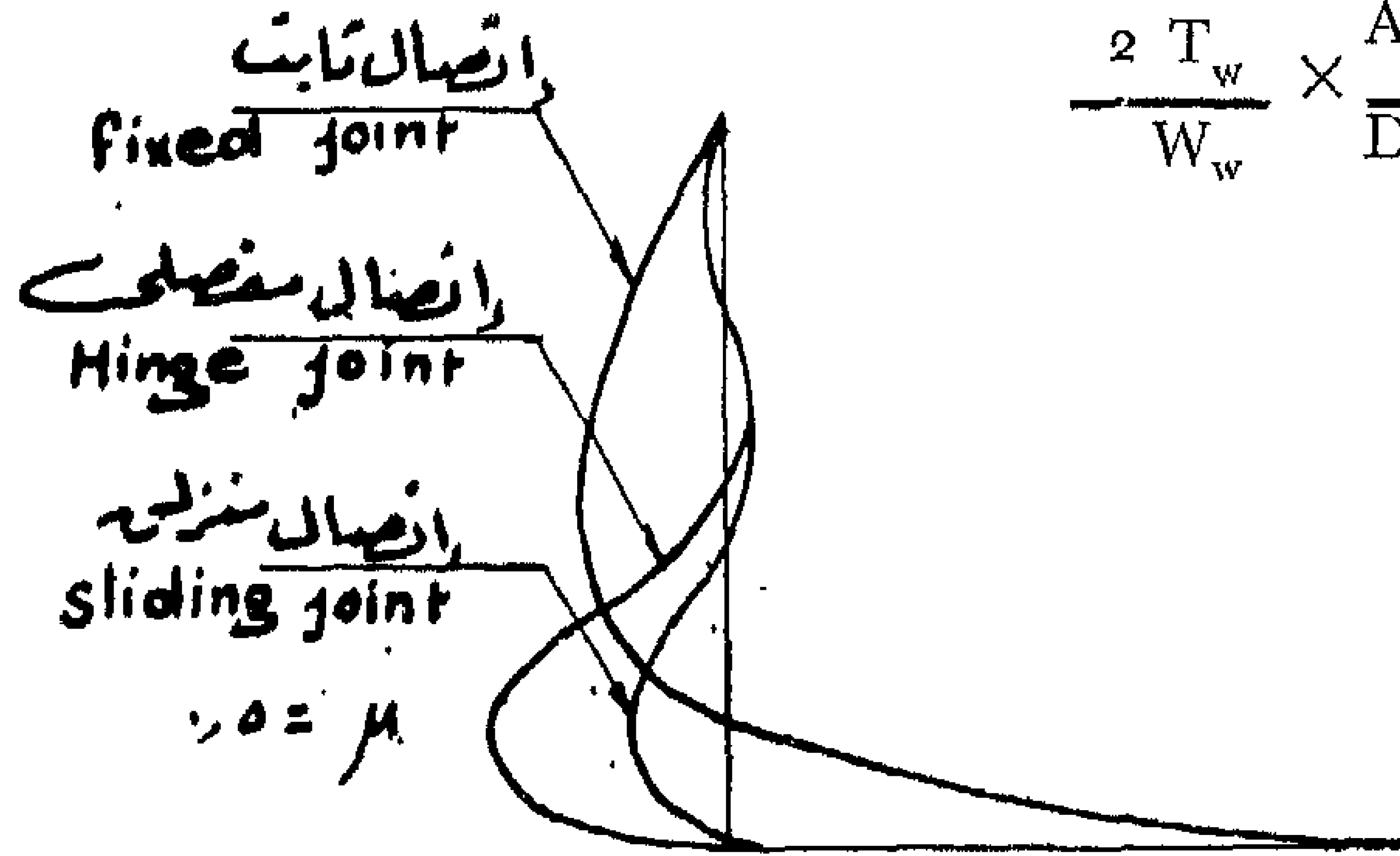
ولما كانت C_p يجب أن تساوى سمك الحائط d_w مضروبا فى جهد الضغط المسموح به فى حائط الخزان f_c فان المسافة S بين الأسياخ يمكن ايجادها بسهولة كالآتى

$$\frac{2\ T_w}{W_w} \times \frac{A_s\ f_s}{D\ d_w\ f_c}$$

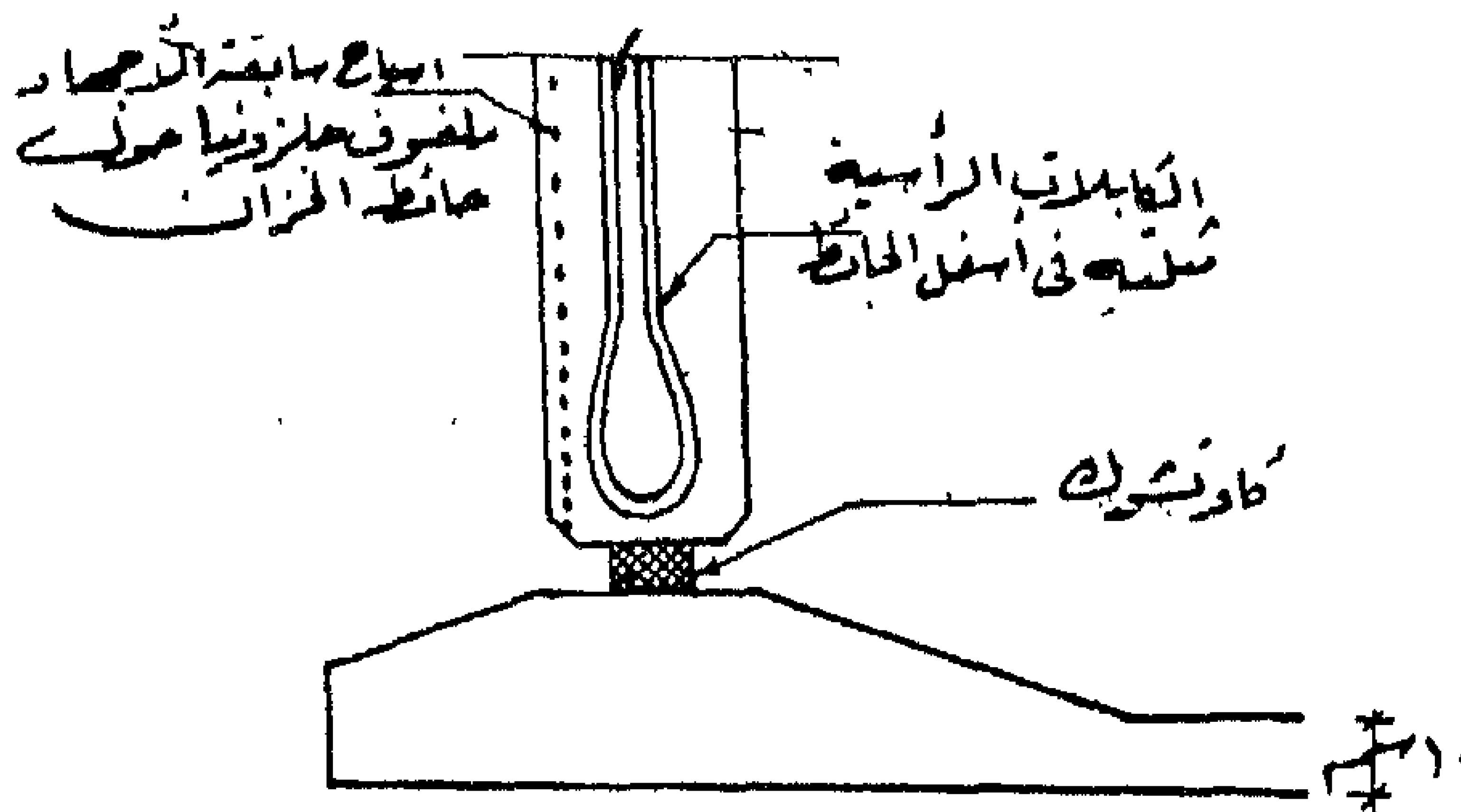
واذا كان حائط الخزان مثبتا فى الأرضية تثبيتا كليا وكانت قيم العزوم على الحائط فى الاتجاه الرأسى نتيجة الضغط الأفقى للسائل أو الاجهاد السابق كبيرة ، فانه يستحسن عمل اجهاد سابق فى الاتجاه الرأسى أيضا . وقيمة العزوم الرأسية الناتجة عن الاجهاد السابق الأفقى ممكن حسابها بالتناسب أيضا اذا ما عرفت قيم العزوم نتيجة ضغط السائل كالآتى .

$$M_p = M_w \times \frac{W_p}{W_w}$$

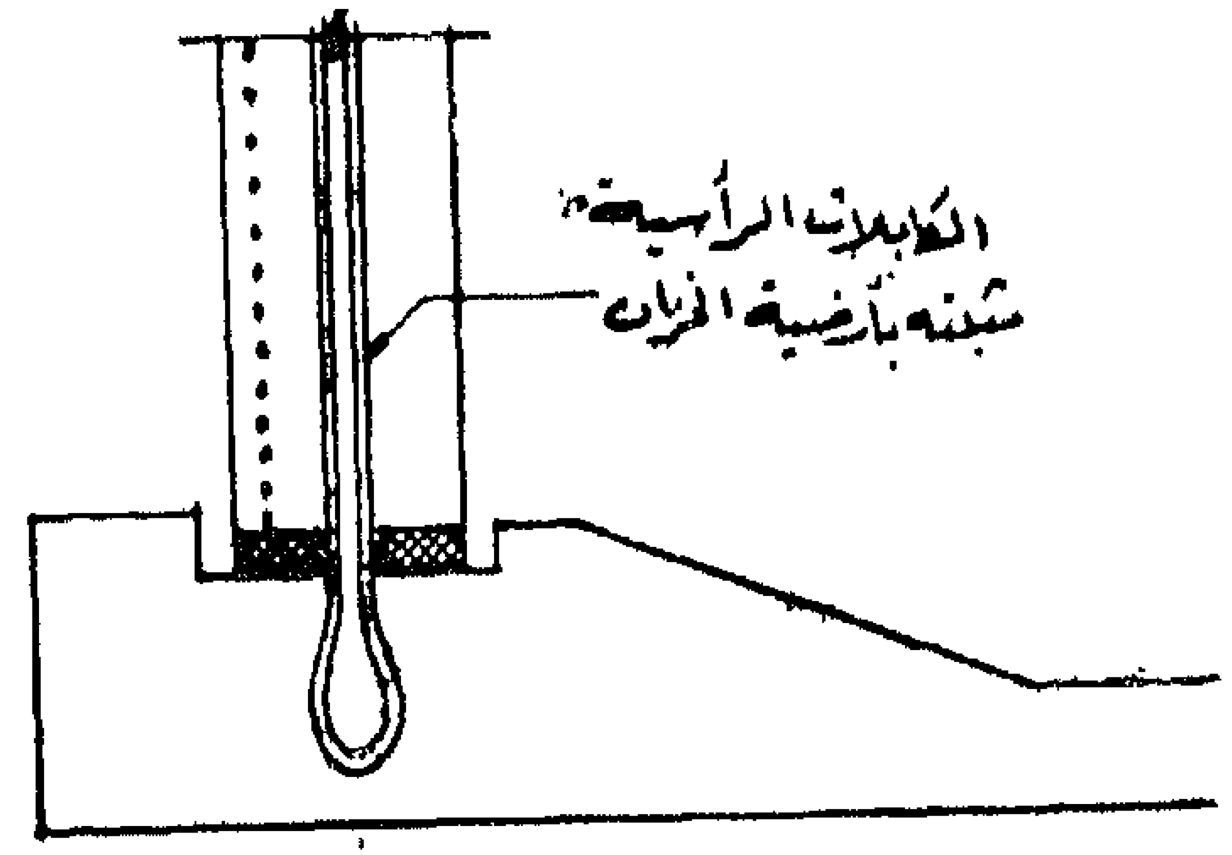
ويمكن عمل الاجهاد السابق فى الاتجاه الدائرى لمقاومة قوى الشد على حائط الخزان باحدى طريقتين .



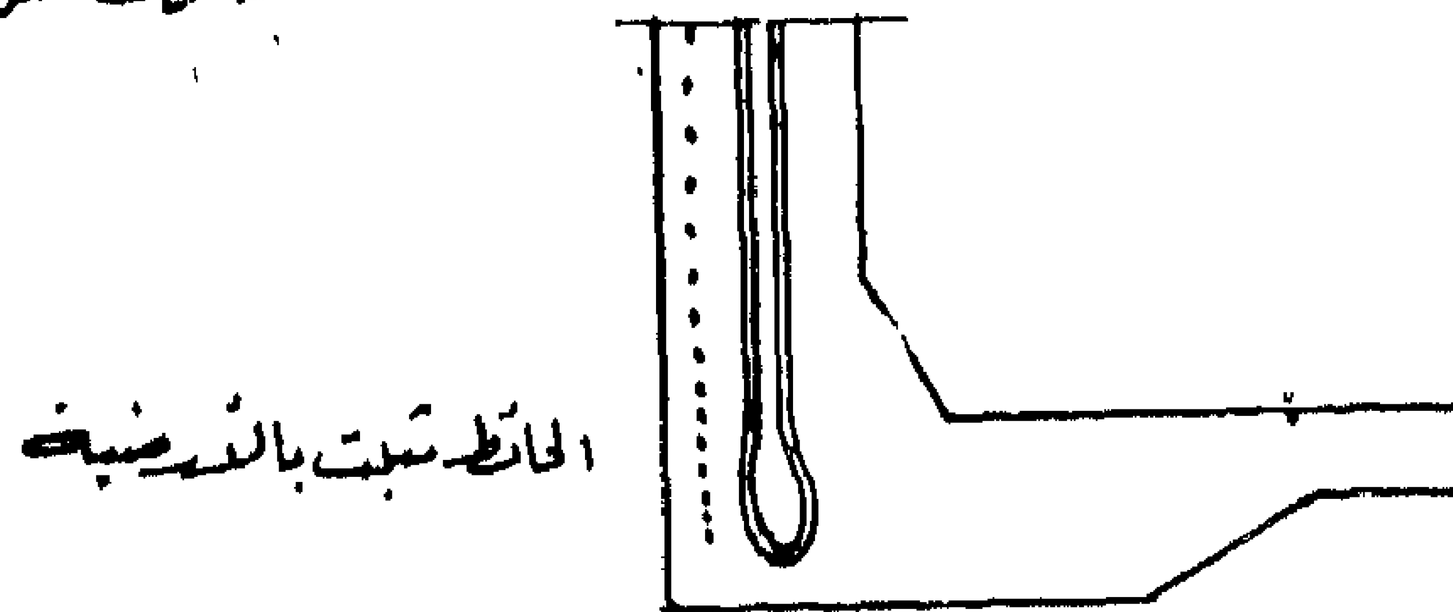
شكل (٢) ـ العزوم الرأسية فى حائط الخزان للحالات المختلفة لاتصال الحائط بالأرضية



وصلة منزلقة

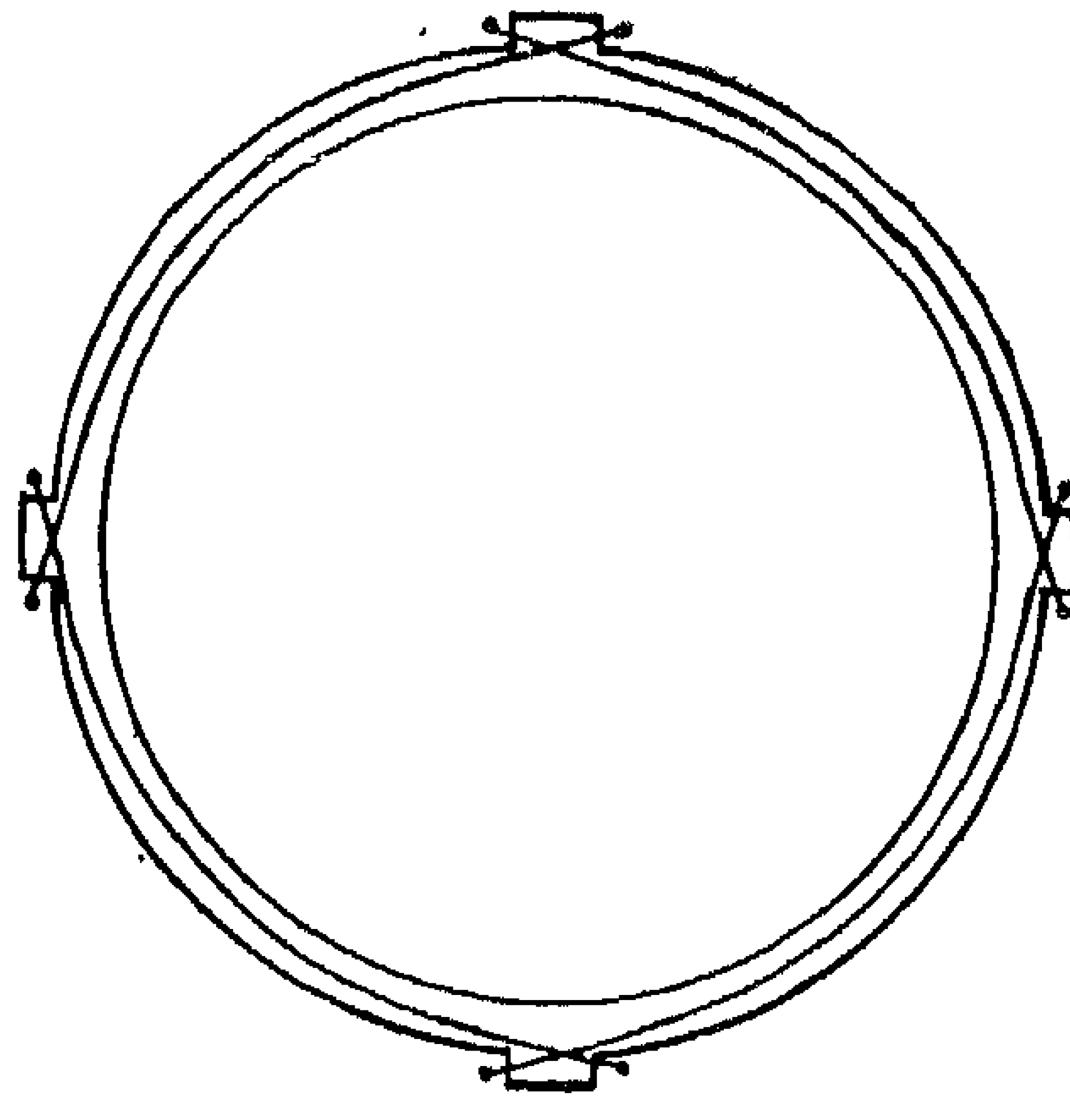


وصلة مفصلية



شكل (٣) الطرق المختلفة لاتصال حائط الخزان بالأرضية

وطريقة تثبيت الكابلات الرأسية والاسلاك الافقية مبينة بالشكل رقم (٣)



شكل (٤) طريقة عمل الاجهاد السابق فى الكابلات الأفقية لخزانات المياه

الأولى ــ تصب حوائط الخزان أولا ويثبت داخل الخرسانة فى أسفل الحائط السيخ الذى سيعطى الاجهاد السابق . ثم يلف السيخ حلزونيا حول الخزان بواسطة جهاز خاص يتحرك فى محيط حائط الخزان ويمتد من هذا الجهاز عمود رأسى يثبت به السيخ الذى يلف مع الشد حول الخزان .

الثانية ــ بأن تترك كابلات داخلها الأسياخ داخل محيط الحائط الخرسانى ويعمل بروزات رأسية على محيط الخزان يتم عندها شد الكابلات أو بالتالى الاجهاد السابق كما هو مبين بالشكل رقم ٤

ويمكن الحصول على وفر كبير جدا فى الخزانات من الخرسانة السابقة الاجهاد اذا عمل اتصال منزلق بين حائط الخزان والأرضية بحيث لا تنقل أية عزوم انحناء من الحائط للأرضية . وفى هذه الحالة ممكن عمل الأرضية بسمك صغير جدا قد يكون ١٠ سم أو اقل من الخرسانة المسلحة بشبكة حديد ملحوم والمصبوبة بواسطة رشاش الأسمنت (Cement gun)

وكفكرة عن سمك الحوائط والأرضية للخزانات السابقة الاجهاد تعطى بعض نتائج تصميم خزانات دائرية قامت بها شركة Preload Engineer بنويورك والتى وجدت فيها أن أكبر اقتصاد فى التكاليف ممكن الحصول عليه عندما يكون نسبة ارتفاع الخزان : قطر الخزان = ١ : ٤

خزان سعة ٩٤٥٠م٣ القطر الداخلى ٣٦٫٤٠ متر والارتفاع الداخلى للحائط ٩٫١٥ مترا وسمك الحائط من أعلى ٢٢ سم ومن أسفل ٢٦سم وسمك الأرضية ٥ سم .

ولو عمل الخزان من الخرسانة المسلحة لاستلزم سمكا للحائط من أسفل لا يقل عن ٧٥ سم .

خزان سمته ١٨٩٠٠م٣ القطر الداخلى ٤٦٫٠٠متر والارتفاع الداخلى للحائط ١١٫٤٥م وسمك الحائط من أعلى ٢٢ سم ومن أسفل ٤٤ سم وسمك الأرضية ٥ سم .

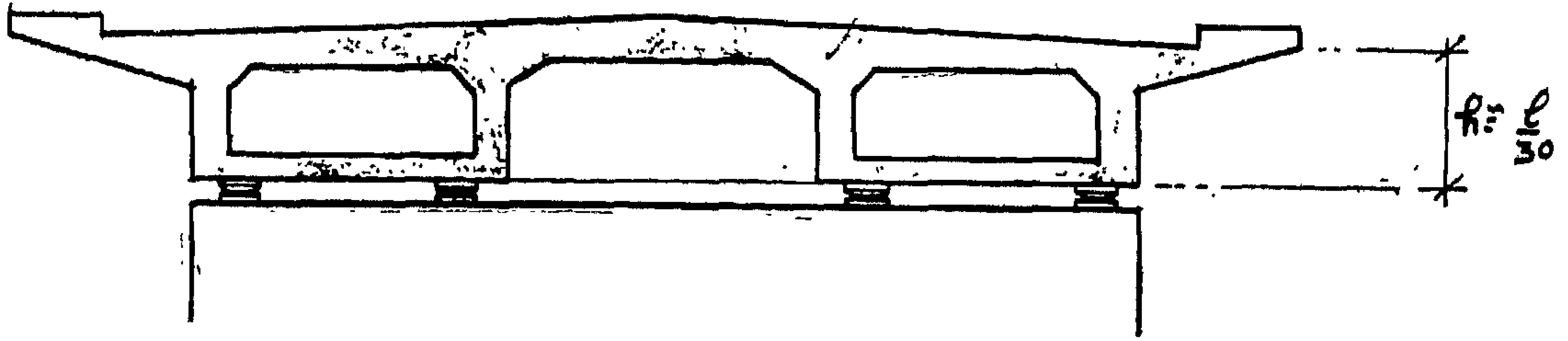
ولو عمل الخزان من الخرسانة المسلحة لاستلزم سمكا للحائط من اسفل لا يقل عن ١٢٠ سم .

٢ ــ الكبارى ذات البحور الكبيرة :

من أهم العوامل التى تؤثر تأثيرا كبيرا على تكاليف الكبارى المنشأة على الانهار والبحيرات هى الأعمال تحت منسوب المياه أو بمعنى آخر هى الدعامات وأساساتها .

أى انه كلما قل عدد الدعامات كلما كان لهذا تأثيرا كبيرا على التكاليف ومدة التنفيذ علاوة على اتساع الفتحات الملاحية .

ولما كانت الخرسانة سابقة الاجهاد تسمح بقطاعات للكمرات والبلاطات أصغر من الخرسانة المسلحة فان الأحمال الثابتة ، وهى الأساسية فى الكبارى تكون أقل بكثير، وبالتالى ممكن زيادة البحور مع أخذ ارتفاعات مناسبة للكمرات . وقد يكون الارتفاع من الصفر بحيث يعادل ١/٣٠ من المسافة بين محاور الدعامات اذا عمل قطاع الكمرات على شكل Hollow box section كما هو مبين بالشكل التالى .



شكل رقم (٥) قطاع الكبارى من الخرسانة السابقة الاجهاد مع أقل ارتفاع تصميمى

وعلاوة على الفوائد الاقتصادية للكبارى من الخرسانة السابقة الاجهاد ، فان لها فوائد أخرى كبيرة ممكن تلخيصها فى الآتى :

١ ـ مدة تعميرها أطول من الخرسانة المسلحة نظرا لعدم وجود شروخ بالخرسانة وبالتالى عدم نفاذ الرطوبة للحديد ، أى أن الحديد يكون مصونا من الصدأ .

٢ ـ الانحناءات والتشكلات فى الكبارى من الخرسانة سابقة الاجهاد أقل من مثيلاتها فى الكبارى الخرسانة المسلحة والحديد . ويبلغ قيمة الانحناء للكمرة سابقة الاجهاد حوالى ١/٤ الانحناء للكمرة الخرسانة المسلحة ذات نفس الارتفاع نتيجة ان كل قطاع الكمرة يقاوم الاجهادات والانحناءات متجانسا بدون شروخ ونتيجة الانحناء العكسى الناتج من الاجهاد السابق .

وبالتالى فان الكبارى من الخرسانة سابقة الاجهاد تسمح بتصغير قطاع الكمرات .

٣ ـ الكبارى من الخرسانة سابقة الاجهاد لها رجوعية عالية High resilience فاذا حدث تحميل للكوبرى أكبر من المصمم عليه مما تسبب عنه حدوث شروخ فى الخرسانة ، فان هذه الشروخ تنقفل وتتلاشى بعد انتهاء التحميل الزائد .

٤ ـ قدرة الكبارى من الخرسانة سابقة الاجهاد على تحمل الأحمال الديناميكية الناتجة من اوزان الجرارات أو القطارات وخلافه أكبر من الخرسانة المسلحة والحديد High fatigue strength للتغير الصغير فى جهد الحديد نتيجة الأحمال الخارجية .

فأولا عند عمل الاجهاد السابق يكون الجهد فى الحديد حوالى ٨٠٠٠ كجم/سم٢ مثلا واذا تسبب عن الأحمال الخارجية فقط جهدا فى الخرسانة الملاصقة للكابلات حوالى ٧٠ كجم/سم٢ فان الزيادة فى جهد حديد التسليح نتيجة لذلك يكون n × هذه القيمة = ٦×٧٠ = ٤٢٠ كجم سم٢ أى التغيير فى جهد الحديد يصل الى ٥٪ فقط .

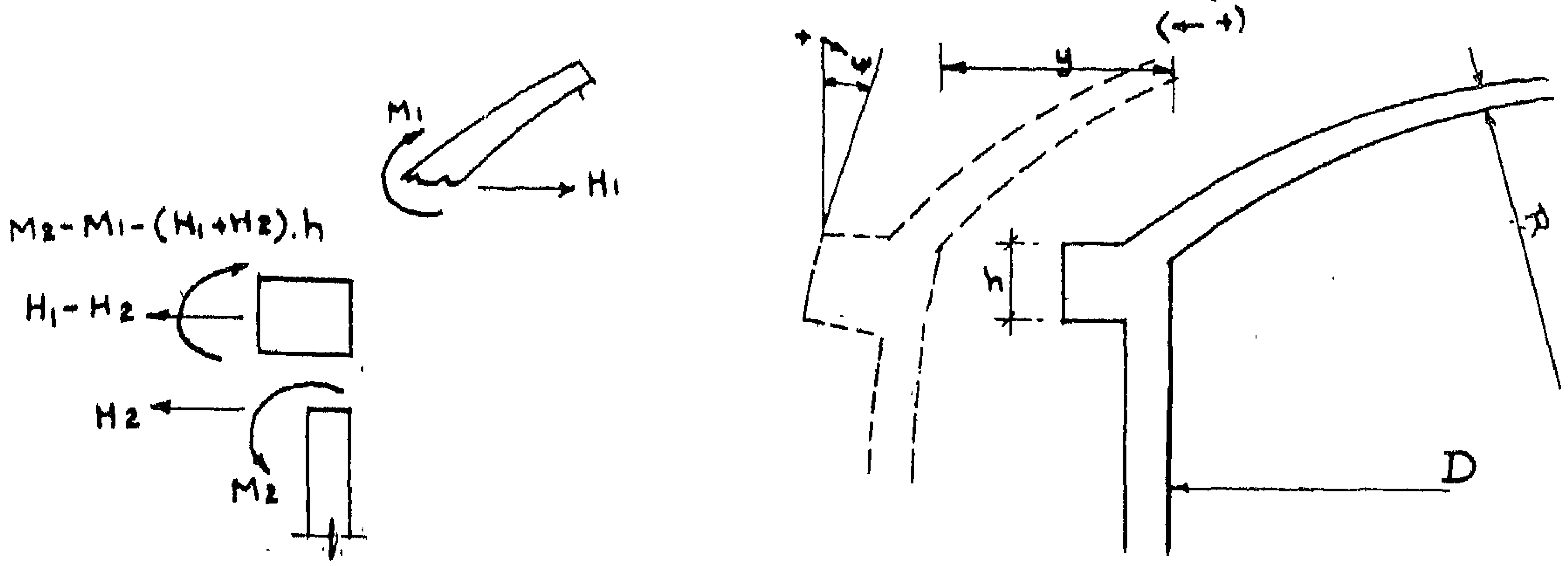
٥ ـ يمكن عمل الكبارى من الخرسانة سابقة الاجهاد بارتفاع صغير للكمرات نتيجة ان قطاعها يتوقف أساسا على العزوم الناتجة عن الاحمال الحية ولا يلزم فيها زيادة العمق عند الارتكازات مما يعطى شكلا معماريا أحسن .

والوفر الذى يمكن الحصول عليه من عمل الكبارى خرسانة سابقة الاجهاد بدلا من خرسانة مسلحة بحديد ٥٢ يصل الى حوالى ٣٠٪ من مكعبات الخرسانة والى حوالى ٨٠٪ من كميات الحديد .

واذا أمكن التوفير فى الكابلات التى يكون بداخلها الحديد وفى قطع التثبيت باستعمال الكابل المركز مثلا الذى توضع فيه جميع الأسياخ اللازمة للاجهاد السابق داخل علبة واحدة من الصاج مع تثبيت الأسياخ مباشرة فى الخرسانة وترك فراغ صغير عند احد نهايات الكمرة يوضع فيه الضواغط Jacks التى تعطى قوة الاجهاد السابق فان التكاليف تنقص بكمية كبيرة .

٣ ـ الأسقف القشرية والسطوح الدورانية والمعلقة ذات البحور الكبيرة :

بالنسبة للسطوح الدورانية مثل القباب الكروية تستعمل الخرسانة السابقة الاجهاد فى الكمرة الدائرية السفلية فقط المعرضة لقوى شد كبيرة .



شكل ٦ - العزوم والقوى الأفقية عند اتصال السطح الدورانى بالكمرة الدائرية

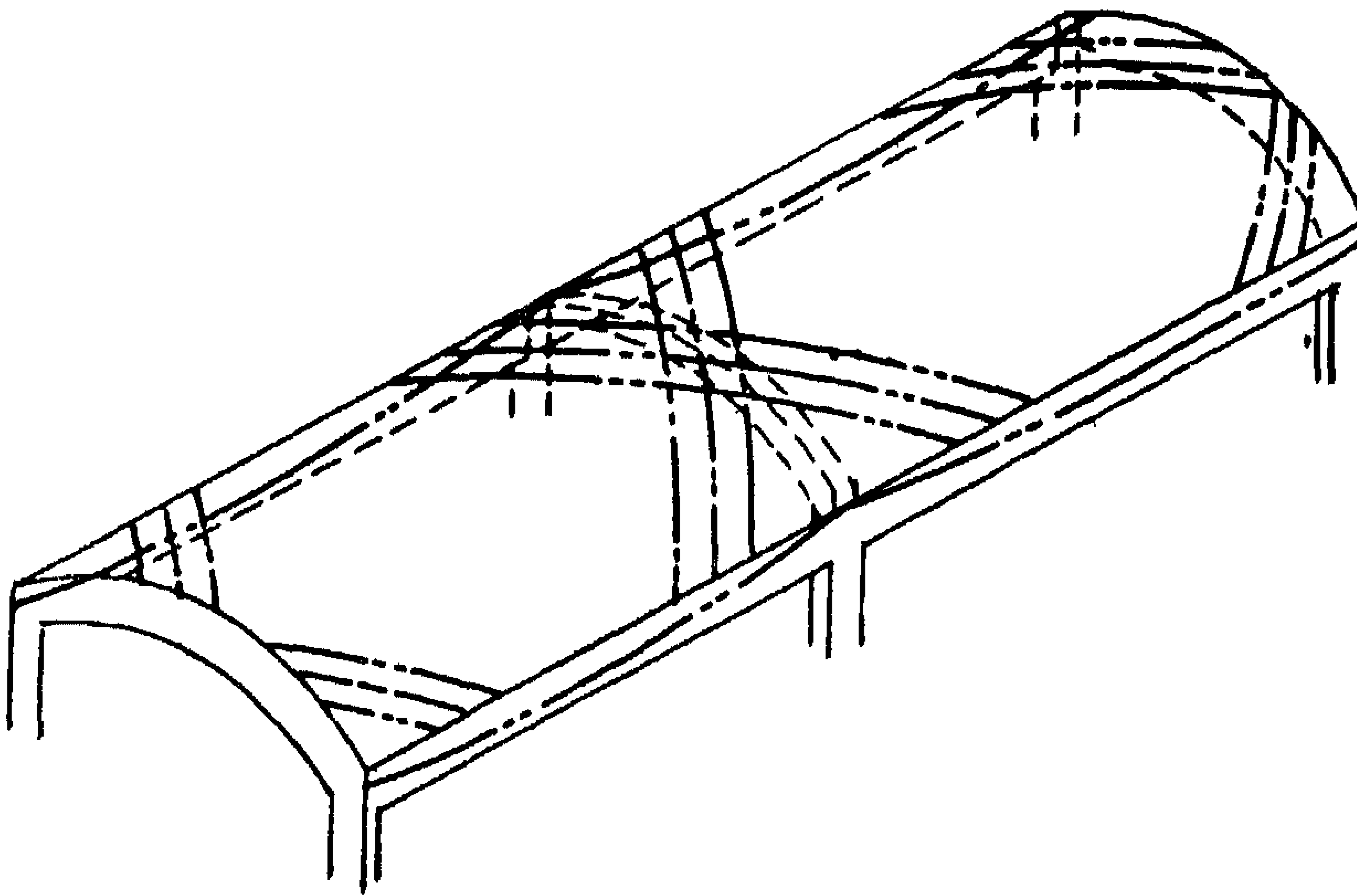
ونتيجة الاجهاد السابق تتعرض هذه الكمرة دائما لاجهاذات ضغط بينما اذا عملت من الخرسانة المسلحة فان اجهادات الشد تسبب حدوث شروخ بالكمرة ونتيجة لذلك فقد تكون هناك بعض الخطورة من وصلات الحديد فى الخرسانة ذات الشروخ .

علاوة على أن تأثير التشكلات فى الكمرة الدائرية على المنشأ المحمل عليه السطح الدورانى تكون فى الخرسانة سابقة الاجهاد أقل بكثير من مثيلتها فى الخرسانة المسلحة .

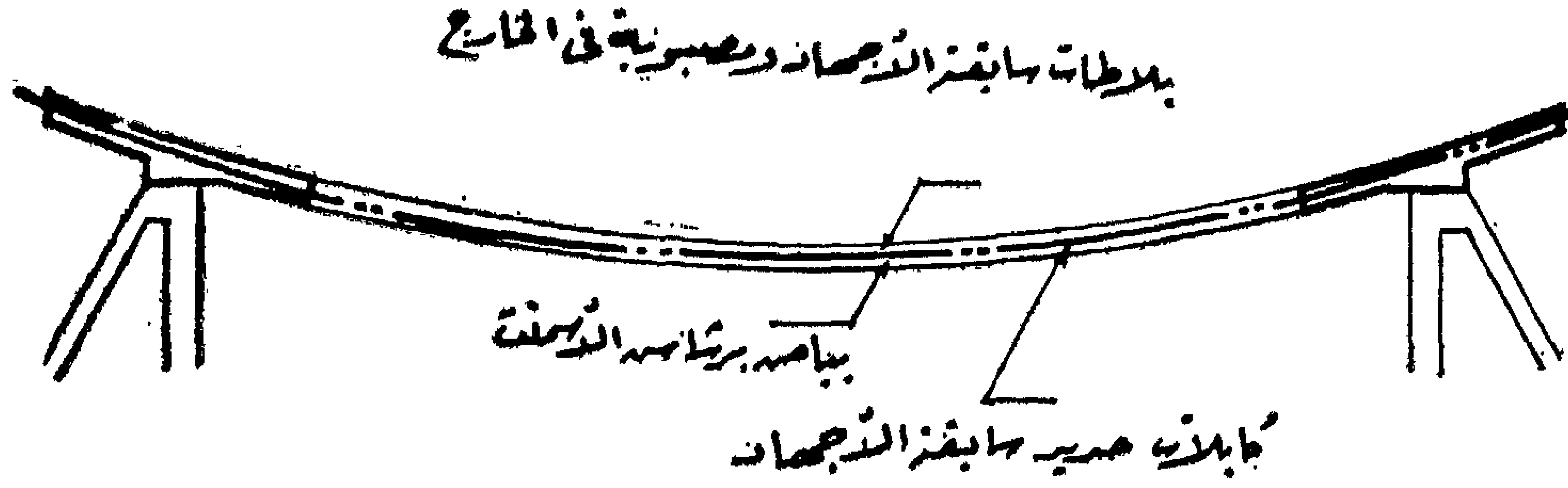
وفى حساب قيم العزوم والقوى الأفقية عند اتصال السطح الدورانى بالكمرة الأفقية عن طريق حساب الحركة الأفقية وزاوية الدوران عند نقطة الاتصال لكل على حدة ثم مساواتها ببعضها يلزم أخذ قيمة الحركة الأفقية فى الكمرة الدائرية نتيجة الاجهاد السابق فى الاعتبار .

وفى حالة الاسقف القشرية أو المنطوية folded plates التى يزيد بحرها عن ٢٥ متر فانه يلزم للحصول على مقاسات اقتصادية أن يعمل اجهاد سابق فى الاتجاه الطولى والاجهاد السابق يقلل من خطر الانبعاج علاوة على أنه يساعد على تقليل العزوم العرضية فى السقف القشرى .

ولتسهيل عمل الاجهاد السابق فى الأسقف القشرية المستمرة يمكن وضع كابلات فى خطوط مستقيمة فى المسقط الأفقى متقاطعة عند الارتكاز الأوسط كما هو مبين بالشكل رقم ٧



شكل (٧) - ترتيب الكابلات فى سقف قشرى مستمر باكيتين



شكل (٨) - سقف معلق بدون عمل شدة خشبية

ويمكن الحصول على وفر كبير عند استعمال الخرسانة سابقة الاجهاد فى تصميم الأسقف المعلقة حيث يتكون الجزء الأكبر للأحمال من وزن السقف نفسه .

ولتوفير الشدة الخشبية تثبت الكابلات فى الكمرتين على جانبى السقف المعلق على مسافات مناسبة من بعضها وبالشكل المطلوب للسقف المعلق . ثم تصب الكمرتين الجانبيتين فقط وتحمل بلاطات مصبوبة فى الخارج من الخرسانة سابقة الاجهاد بسمك صغير يصل الى ٣سم على الكابلات بدون عمل شدة ويرش بياض اسمنتى بالمدفع على أسفل السقف لتغطية الكابلات ويعمل الاجهاد السابق بعد ذلك بالقدر الذى يعادل الأحمال الحية وضغط الهواء فقط .

٤ ـ الطرق الرئيسية وارضيات المطارات :

ان أهم ميزات استعمال الخرسانة سابقة الاجهاد فى الطرق وأرضيات المطارات هى :

١ ـ التوفير الكبير فى مكعبات الخرسانة ، اذ يمكن باستعمال الخرسانة سابقة الاجهاد الوصول الى أسماك صغيرة للأرضية .

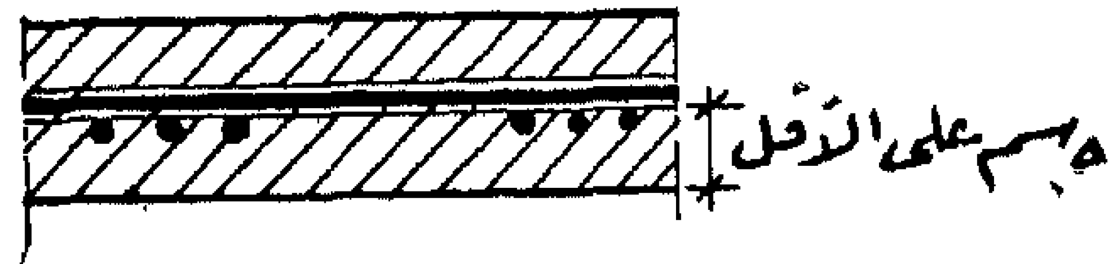
٢ ـ بالاجهاد السابق يمكن التخلص من الشروخ التى تحدث فى الخرسانة نتيجة الانكماش والزحف اذ أن تأثيرهما ينحصر فقط فى تقليل قوى الشد فى الأسياخ . بينما فى الخرسانة العادية والمسلحة يتسبب عنهما حدوث شروخ وبالتالى تكون تكاليف الصيانة أقل بكثير وعمر الطريق أطول .

٣ ـ الطرق من الخرسانة سابقة الاجهاد لها قدرة رجوعية كبيرة High resilience تحت تأثير الأحمال واذا حدث مرور أحمال تسبب عنها شروخ فى الخرسانة لأى سبب من الأسباب فان الشروخ تنقفل من تلقاء نفسها بعد ذلك .

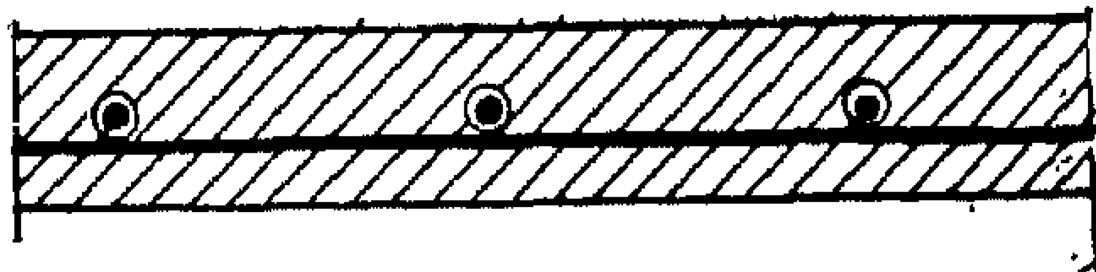
٤ ـ تقليل عدد الوصلات فى الطريق اذ تصل المسافة بين الوصلات فى بعض الأحيان الى حوالى ٣٠٠ متر وبالتالى ترتفع جودة الطريق وكفاءته من ناحية الاستعمال .

والطريقة الاولى لعمل الاجهاد السابق فى الاتجاه الطولى تكون عن طريق أسياخ تشد قبل صب الخرسانة وتنتقل قوة الشد من الأسياخ الى قوة ضغط على القطاع الخرسانى بالتماسك المباشر بين الأسياخ والخرسانة (Pre — tensioned)

أما الاجهاد السابق فى الاتجاه العرضى فيعمل بواسطة كابلات تترك داخل الخرسانة وتشد الأسياخ داخل الكابلات بعد تصلب الخرسانة كما هو مبين بالشكل رقم ٩



قطاع عرضى فى الطريق



قطاع طولى فى الطريق

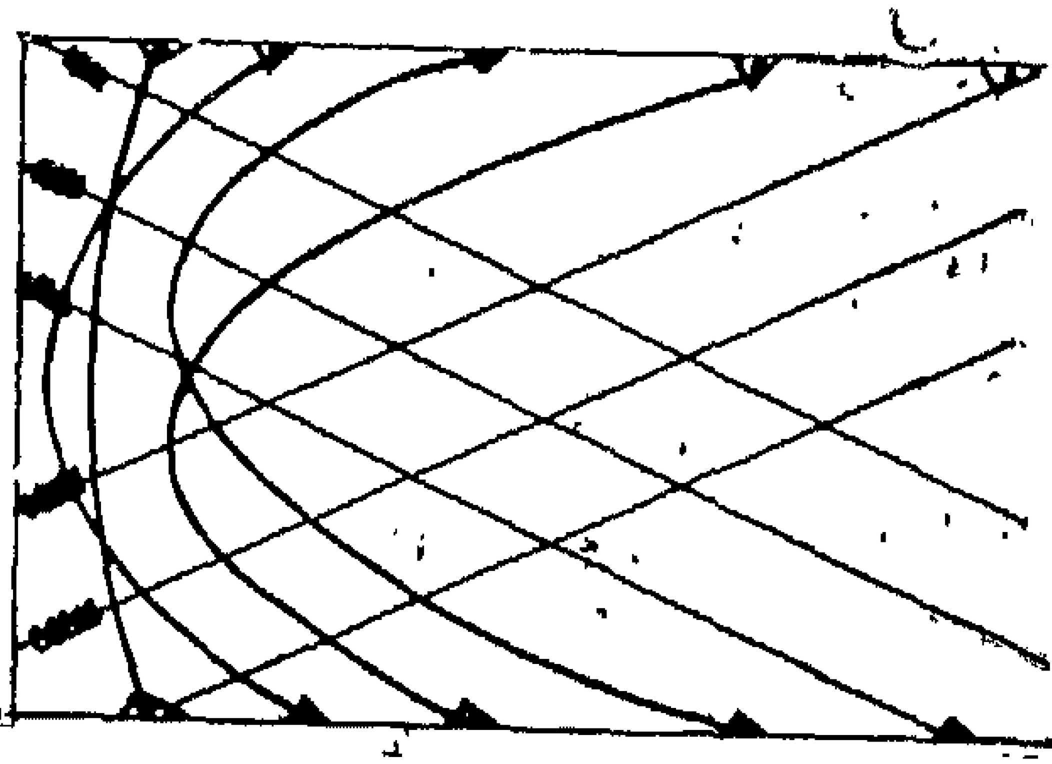
شكل (٩) قطاع فى سمك الطريق يبين مواقع الأسياخ والكابلات

ويلزم فى هذه الطريقة عمل دعامات كل حوالى وحدتين من طول الطريق لتثبيت نهايات الأسياخ السابقة الاجهاد فيها قبل الشد .

ومن أهم المشاكل التى يجب الاهتمام بها فى أرضيات الطرق والمطارات من الخرسانة السابقة الاجهاد هو طريقة المحافظة على الخرسانة خالية من الشروخ أثناء تصلبها وقبل تأثير الاجهاد السابق عليها. ولذلك يجب العناية عناية تامة بأن تحفظ الخرسانة رطبة (cured) بعد صبها مباشرة وحتى تأثير قوى الضغط عليها كما يجب دراسة نوع الأسمنت الذى يستعمل فى كل حالة حسب ظروفها (بأن يستعمل اسمنت مثلا منخفضة درجة حرارة تفاعله) أو بعرض سطح الخرسانة لتيار هوائى دافىء فى الحالات التى يكون فيها الجو باردا ليمنع تأثير انكماش الخرسانة وبالتالى تشرخها .

والطريقة الثانية لعمل الاجهاد السابق فى الاتجاه الطولى تكون عن طريق كابلات تترك داخل قطاع الأرضية وتصب عليها الخرسانة ، ثم تتم عملية الاجهاد السابق بعد تصلب الخرسانة . وفى هذه الطريقة يجب ملاحظة عدم استعمال كابلات ذات قطر كبير ويجب أن يكون الغطاء الخرسانى فوق وأسفل الكابل ٤ — ٥ سم على الأقل حتى لا تظهر شروخ طولية على طول الكابلات .

وكان رص الكابلات فى الماضى يعمل على شكل شبكة متقاطعة ومائلة بميل يتوقف على النسبة المطلوبة للاجهاد السابق فى الاتجاه الطولى الى الاجهاد السابق فى الاتجاه العرضى . وكان العيب الرئيسى لهذه الطريقة هو ضرورة ترك فراغات على جانبى الأرضية فى الاتجاه الطولى لعمل الاجهاد السابق منها وتثبيت نهايات

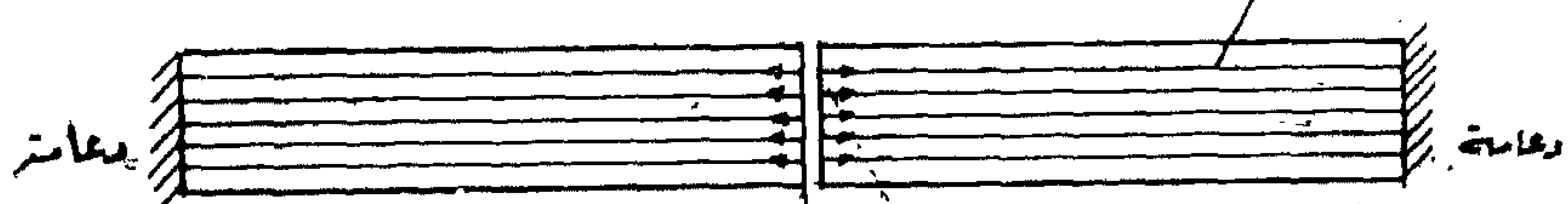


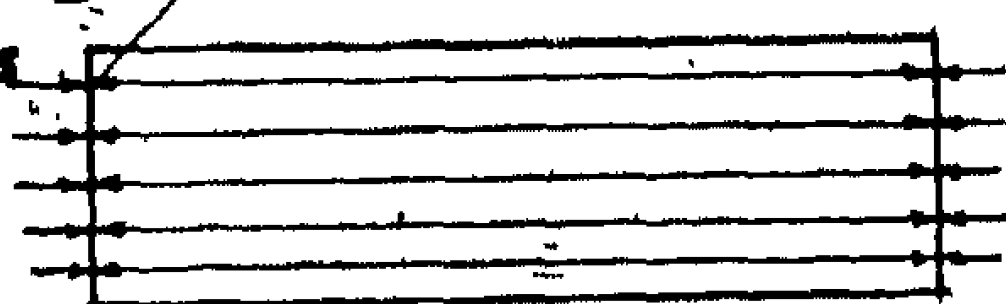
شكل (١٠) - طريقة الاجهاد السابق بكابلات مائلة

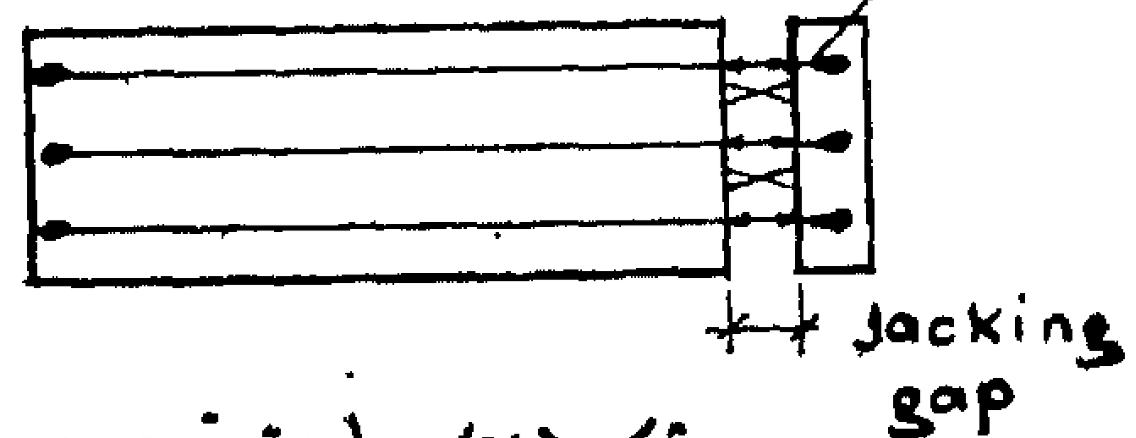
الكابلات عليها مما يعوق الصب الميكانيكى للخرسانة .

وحاليا يعمل الاجهاد السابق بواسطة كابلات فى اتجاه طول الطريق وفى الاتجاه العمودى عليه . وتكون الكابلات الطولية تحت منتصف سمك البلاطة والكابلات العرضية فوقها أو العكس ، ويجب مراعاة وضع شبكة حديد عند جوانب البلاطة وفى منطقة تثبيت الكابلات حتى لا يتسبب حدوث شروخ فى الطريق .

وفى حالة الأرضيات ذات العروض الكبيرة يعمل الطريق على شكل شرائح طولية عرض كل منها لا يزيد عن ٧٫٥٠ متر على أن تصل الكابلات العرضية جميع الشرائح ببعضها . وتصب الخرسانات فى الشرائح بالتبادل بترك شريحة بدون صب بين كل شريحتين . ويعمل اجهاد سابق فى الاتجاه الطولى للشرائح التى تم صبها بقيمة بسيطة لمنع أى شروخ قد تنتج عن تمدد الخرسانة . ثم تصب بعد ذلك خرسانات الشرائح الباقية بحيث تتصل بالخرسانات السابق صبها ويعمل لها اجهاد سابق بقيمة صغيرة أيضا . وبعد ذلك يعمل باقى الاجهاد السابق فى الاتجاه الطولى ويليه الاتجاه العرضى .



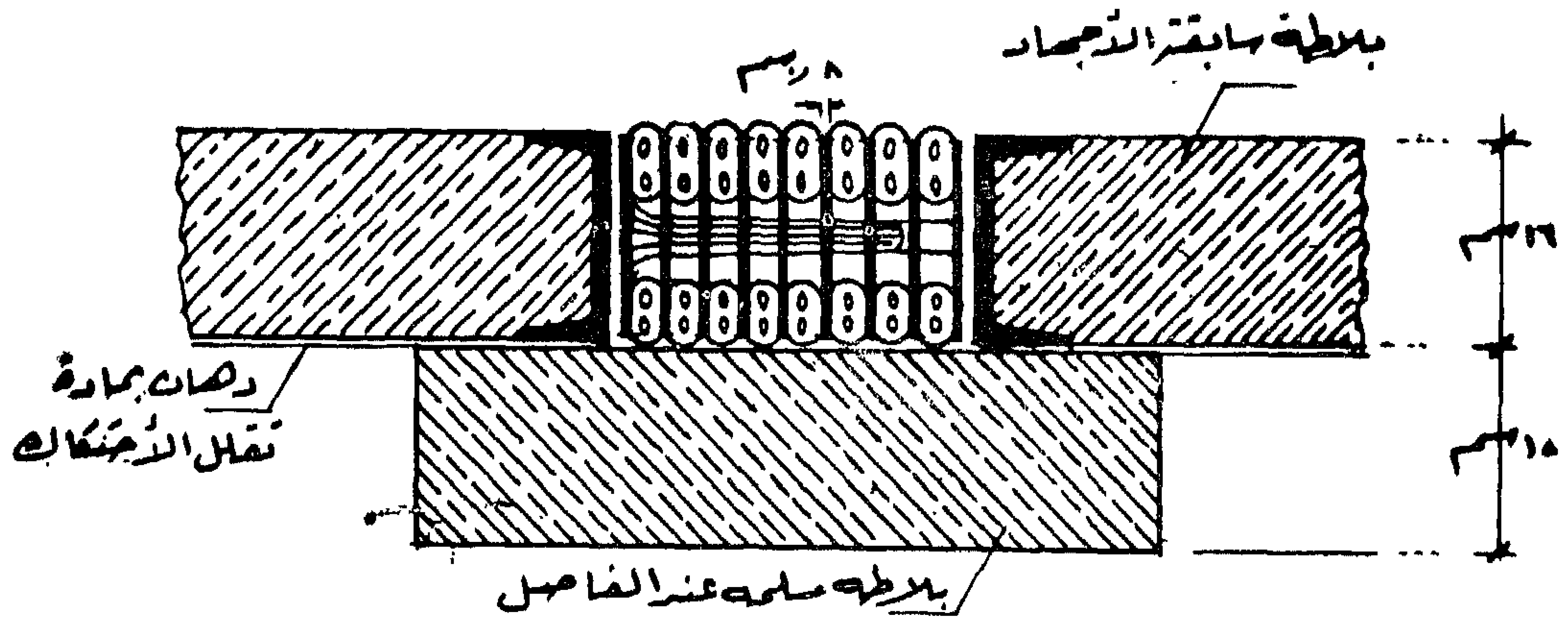




شكل (١١) - طريقة عمل الاجهاد السابق للطرق والمطارات

أولا : شد الأسياخ بين الدعامات قبل صب الخرسانة .

ثانيا : الأسياخ توضع داخل كابلات تصب الخرسانة حولها ثم يعمل الاجهاد السابق .



شكل(١٢) طريقة عمل فواصل الطريق

وشكل ١١ يبين كيفية عمل الاجهاد السابق بالطريقتين المذكورتين

ومن أهم الأجزاء التى تحتاج الى عناية خاصة فى التصميم والتنفيذ هى الفواصل فى الاتجاه الطولى بين البلاطات . ومن أحدث الطرق لهذا الغرض وضع كمرة حديد على كل جانب من الفاصل ثم ملأ الفاصل بشرائح مضغوطة من الكاوتشوك بين الواح حديد Neopren profile كما هو مبين بالشكل رقم ١٢

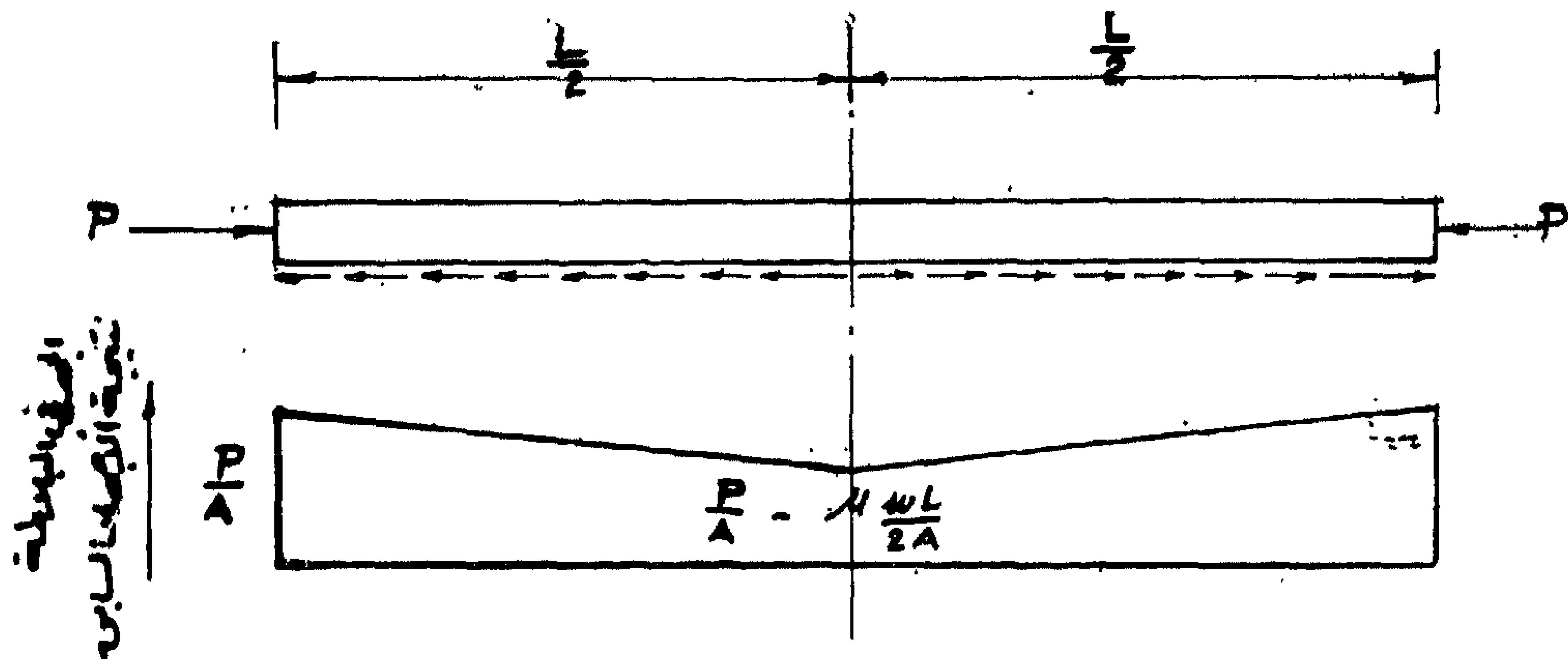
وحساب بلاطات الطرق والمطارات من الخرسانة السابقة الاجهاد يتوقف على ثلاث عوامل أساسية وهى :

أولا ــ الاحتكاك بين الطريق والأرض تحته نتيجة الاجهاد السابق أو حركة بلاطات الطريق عموما .

ثانيا ــ تمدد وانكماش الخرسانة .

ثالثاــ الأحمال المؤثرة على الطريق

ولتقليل قوى الاحتكاك يجب وضع طبقة رميلة فوقها ورق مقوى أو طبقة مونة أسمنتية أو بيتومينية مع دهانها بمادة ضعيفة المقاومة للاحتكاك وفى هذه الحالة ممكن تقليل معامل الاحتكاك من ١٫٠٠ ــ ١٫٥٠ الى ٠٫٣ ــ ٠٫٦



شكل (١٣) - توزيع الاجهاد السابق على طول بلاطة الطريق

أولا ــ الاجهادات الناتجة عن قوى الاحتكاك :

واذا كان وزن المتر المسطح من بلاطة الطريق $= W$ وقطاع البلاطة $A = 1 \times h =$ وطول الطريق L .

واذا عمل الاجهاد السابق فى البلاطة فى أولها ونهايتها بقوة مقدارها P فان الاجهاد فى البلاطة فى النهايات $= \frac{P}{A}$ وفى منتصف طول البلاطة $= \frac{P}{A} - \frac{\mu w L}{2A}$ وبالتالى

اذا كان طول الطريق $L > \frac{2P}{\mu w}$ فان قوة الاجهاد السابق تفقد بالكامل عند منتصف طول الطريق نتيجة قوى الاحتكاك .

ثانيا ـ الاجهادات الناتجة عن فروق درجات الحرارة :

اذا كان الارتفاع أو الانخفاض فى درجات الحرارة منتظما فى قطاع البلاطة فان الاجهادات تحدث فقط نتيجة قوى الاحتكاك التى تقاوم حركة البلاطة . بينما اذا كان هنـــاك فرق فى درجات الحرارة $\triangle T$ بين السطح العلوى والسطح السفلى للطريق فان البلاطة يحدث فيها انحناءات يتسبب عنها اجهـــادات ممكن حسابها من المعادلة الآتية : $f_{\triangle T} = \frac{E_b \, \alpha t \cdot \triangle T}{2(1-y)}$

حيث αt معامل التمدد للخرسانة = ١٠٠٠٠ر

$\triangle T$ فرق درجات الحرارات بين السطح العلوى والسفلى للبلاطة ويزيد بزيادة سمكها .

$y = \frac{\text{التمدد العرضى}}{\text{التمدد الطولى}} =$ ٢ و٠

ثالثا ـ الاجهادات الناتجة عن الأحمــال المؤثرة على الطريق :

يمكن حساب اجهادات الانحناء فى الطريق تحت تأثير الأحمال الخارجية على أساس انها بلاطة ترتكز على أساس مرن . وكلما كانت الأرضية مثبتة تثبيتا جيدا تحت بلاطة الطريق فانه ممكن التوفير فى سمك البلاطة .

ويمكن حساب الاجهادات تحت تأثير حمل مركز P حسب نظرية Westergaard من المعادلات الآتية :

الحمل يؤثر فى منتصف البلاطة

$$f_m = \frac{0.275 \ P}{h^2} (1+y) \cdot \log \left[\frac{E h^3}{k \cdot a^4}\right]$$

الحمل يؤثر عند حافة الطريق

$$f_e = \frac{0{,}802 \ P}{h^2} \left[4 \log \frac{L}{a} + 0{,}688 . \frac{a}{L} - 0.033\right]$$

الحمل يؤثر عند ركن الطريق

$$f_c = \frac{3 \ P}{h^2} \left[1 - \left(\frac{1{,}41 . a}{l}\right)^m\right]$$

$$l = \sqrt[4]{\frac{E_b \cdot h^3}{12(1-y^2) K}} \qquad a = \sqrt{\frac{P}{\pi \cdot f_p}}$$

where fp=tire pressure = 7 kg/cm 2
K — depends on stabilization of soil

وقد وجد بالتجارب أن الأحمال الثابتة تعطى فى البلاطة اجهادات أكبر من القيم التى تنتج اذا كانت هذه الأحمال متحركة . ولذلك تؤخذ قيم الأحمـــال المتحركة بدون زيادة فى حساب الاجهادات .

وقيمة الاجهادات التى تنتج من الأحمال الخارجة تقل عن مجموع قيم الاجهادات النــــاتجة من قوى الاحتكاك وتغيير درجات الحرارة .

ولـــا كان من النادر أن تتجمع الاجهادات فى نفس الوقت وبنفس الاشارة فان اجهادات الشد فى السطح العلوى من الطريق تكون أقل بكثير من هــذه التى تحدث فى السطح السفلى ، وبالتالى يمكن استعمال اجهاد ســابق جزئى Partial prestressing وفيه يسمح بحدوث اجهادات شد ذات قيمة معينة أقل من قدرة تحمل الخرسانة فى الشد وفى المعتاد تستعمل قوة اجهاد سابق فى الاتجاه الطولى تعطى اجهادات ضغط حوالى ٣٠ كجم/٢ .

وهنـــاك عدة نقط رئيســية يجب مراعاتها عند تصميم وتنفيذ المنشآت من الخرســانة سابقة الاجهاد وهى كالآتى :

بالنسبة التنفيذ :

١ ـ ان الحديد والخرســانة يتعرضـــان لأعلى قيم للجهود أثناء عملية الاجهاد السابق وقبل تأثير الاحمال الخارجة . وبالتالى يلزم عمل التجارب اللازمة على الحديد والخرسانة قبل بدأ الاجهاد السابق للتأكد من قدرة تحملهما لهذه الجهــود مع وجود معامل أمان ثابت .

٢ ـ ان قوى الشد السابق Prestressing force **تكون ذات قيم كبيرة وبالتالى فان أى تغيير فى موقعها أثناء التنفيذ يغير من قيم العزوم الناتجة عنها والتى تضاد العزوم الناتجة عن الأحمـــال الخارجة وبالتالى قد يحدث اجهادات غير مسموح بها تبعا لذلك .**

وأقصى خطأ مســـموح به فى تثبيت مواقع الكابلات يجب ألا يزيد عن $\frac{1}{30}$ من ارتفــاع الكمرة .

٣ ـ **ان الحديد المستعمل فى الخرسانة سابقة الاجهاد عالى المقاومة وذو أقطار صغيرة وحساس للصدأ والحرارة . وبالتالى يجب حفظه فى أماكن جافة لا يتعرض فيها للصدأ الذى قد ينتج عنه اضرارا بالغة كما يجب حقن الكابلات بعد الشد بمونة أسمنتية ذات مواصفات خاصة للمحافظة على الحديد من الصدأ وخلافه .**

ويجب ألا يتعرض الحديد المستعمل فى الخرسانة سابقة الاجهاد لدرجات حرارة تزيد عن ٢٥٠ سينجراد كما يجب عدم لحام الأسياخ حتى لايفقد جهده العالى ولايقل الغطاء الخرسانى حول الكابلات أو الأسياخ عن ٤ سم .

٤ ـ **يجب أن تصب الخرسانة عند مواقع تثبيت الكابلات بعناية خاصة وان يكون سطحها متعامدا تماما على اتجاه الكابلات حتى يكون توزيع الضغط تحت ال anchor blocks منتظما .**

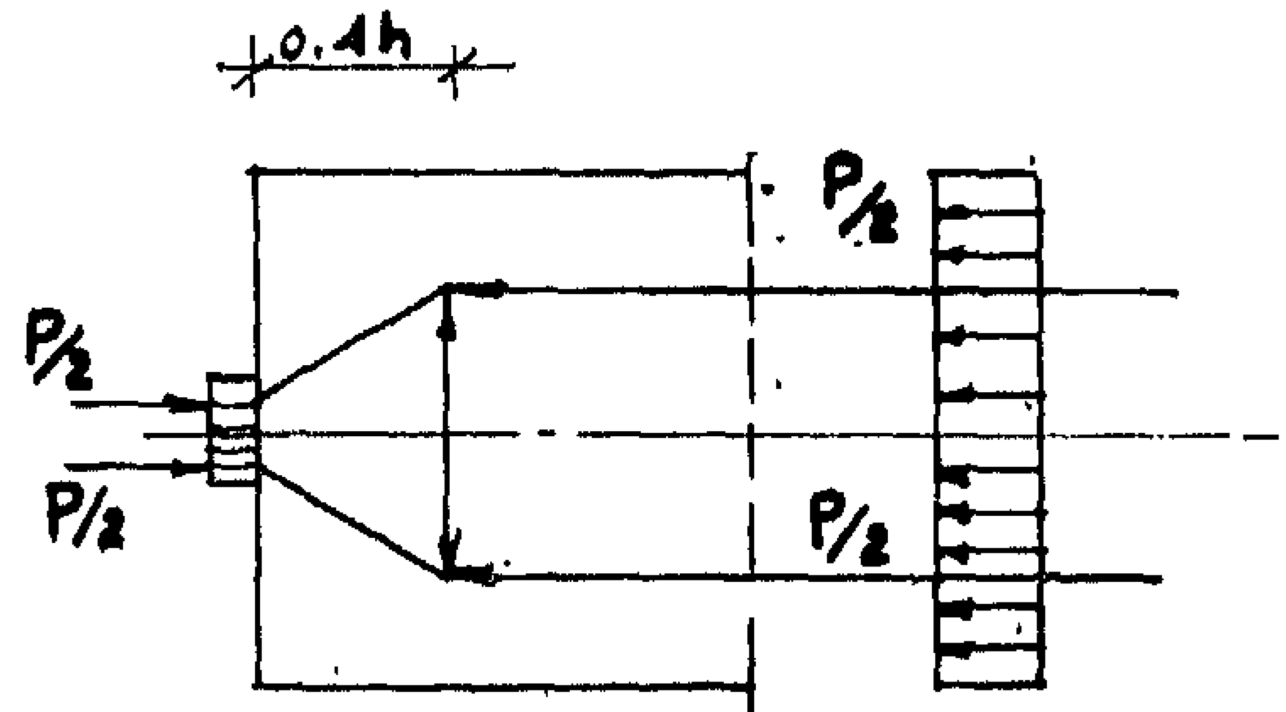
بالنسبة للتصميم :

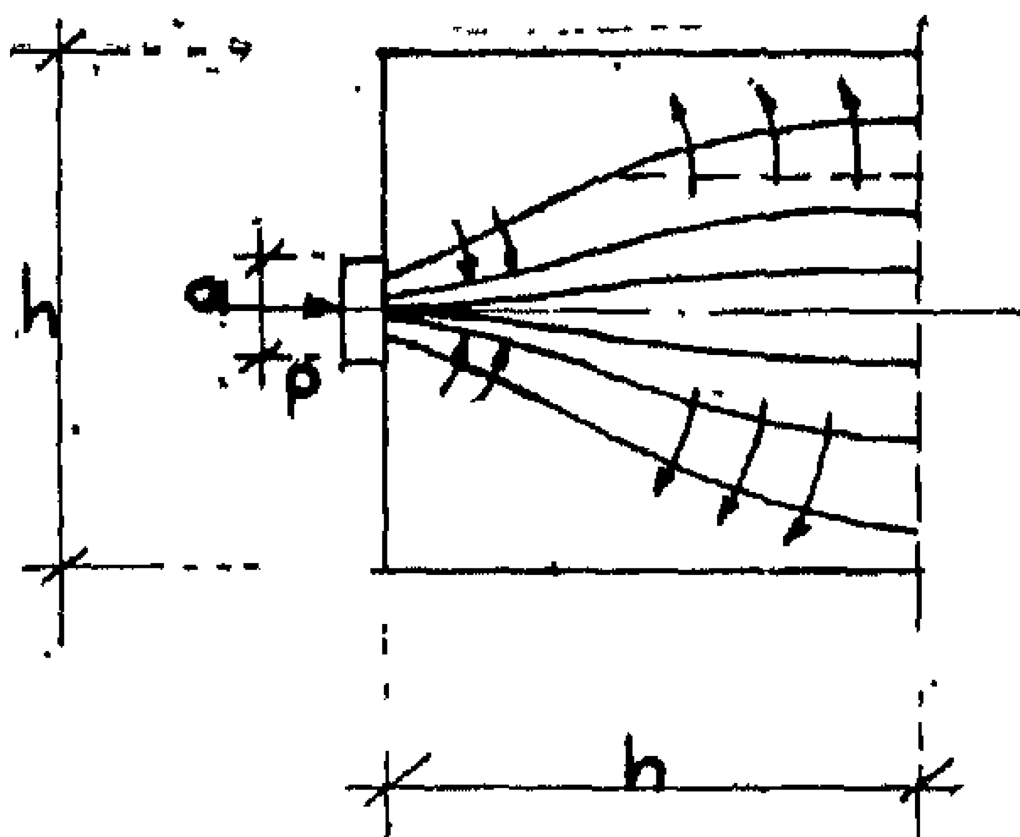
١ ـ يجب مراعاة أن تكون الاجهادات عند كل قطاع فى حدود المسموح به لحالات التحميل المختلفة . وأسوأ حالات التحميل تكون عادة حالتين :

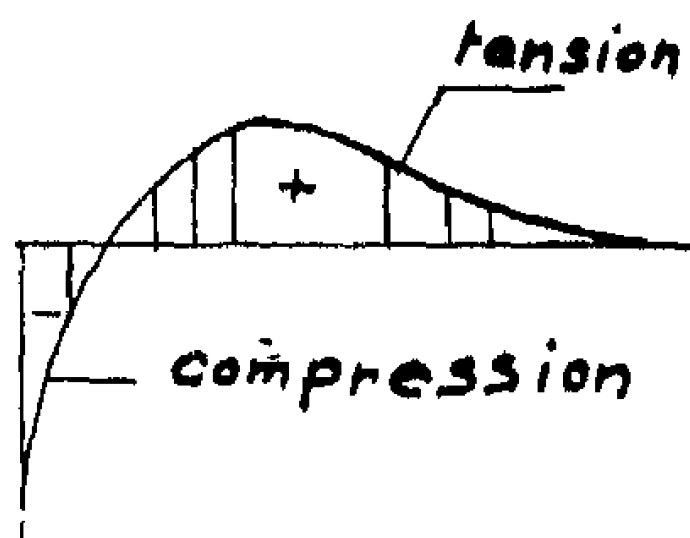
الاولى ـ تحت تأثير قوة اجهاد سابق Prestressing force قبل حدوث انكماش للخرسانة مع أقل عزوم انحناء تنتج عن الأحمال الثابتة والحية .

الثانية ـ تحت تأثير الأقل قوة اجهاد سابق بعد حدوث انكماش الخرسانة shrinkage and creep مع أقصى عزوم انحناء تنتج عن الأحمال الثابتة والحية .

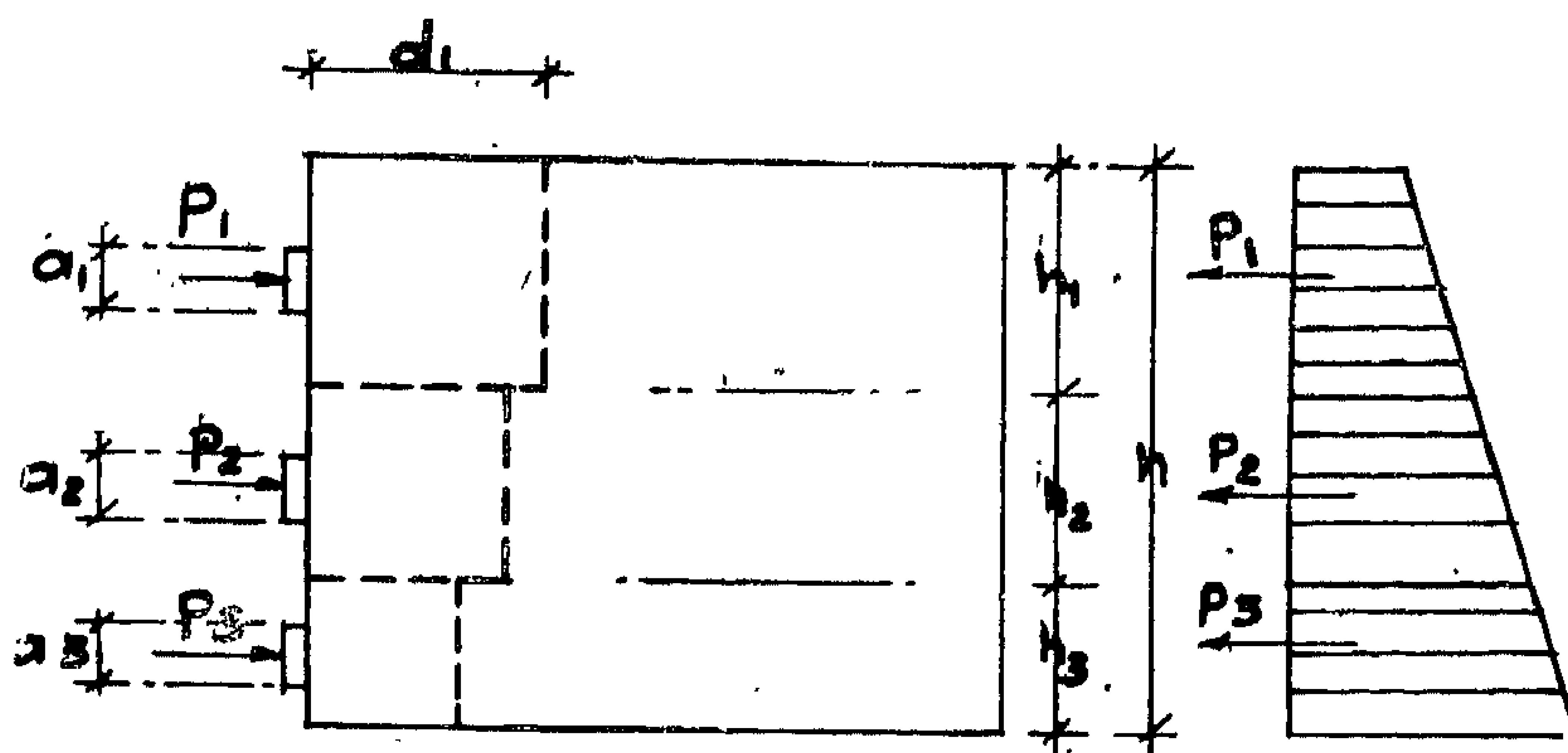
٢ ـ يجب حساب الأمان عند الكسر وذلك بأن تحسب العزوم التى يتسبب عنها كسر المنشأ ومقارنتها بالعزوم الناتجة على الأحمال الثابتة والحية مع







شكل (١٤) اجهادات الشد العرضية عند نهاية الكمرة تحت تأثير عامل واحد



شكل (١٥) حساب قوى الشد العرضية عند نهاية الكمرة تحت تأثير مجموعة كابلات

مراعاة الا يقل معامل الأمان عن ١٫٧٥ ، اذا كان الكسر سينشأ فى الحديد أولا أو ٢٫٢٥ اذا كان الكسر سينشأ فى الخرسانة أولا .

وفى هذه الناحية تختلف الخرسانة سابقة الاجهاد عن الخرسانة المسلحة والحديد كلية .

فبينما فى الخرسانة المسلحة والحديد تزيد الاجهادات فى القطاع متناسبة مع زيادة الأحمال الخارجية ، فانه فى الخرسانة سابقة الاجهاد لا يوجد أى تناسب بين الزيادة فى الأحمال الخارجية وقيمة الاجهادات فى الخرسانة والحديد حتى تزيد الاحمال الحد الذى يحدث فيه شروخ فى الخرسانة فتبدأ اجهادات الشد فى الانتقال الى الحديد سابق الاجهاد كما هو الحال فى الخرسانة المسلحة .

ولهذا السبب فان حساب معامل الأمان ضد الكسر علاوة على حساب الاجهادات تحت الاحمال الثابتة والحية ضرورى فى الخرسانة سابقة الاجهاد .

٣ — يجب اعتبار القطاعات الفعلية للمنشأ عند التصميم ولا يمكن اهمال أى جزء من القطاع كما هو الحال فى الخرسانة المسلحة فقد يتسبب عن ذلك زيادة فى الاجهادات على عكس ما هو متوقع .

٤ — يجب العناية التامة بتصميم نهايات المنشأ عند مواقع تثبيت الكابلات بوضع حديد حلزونى حول كل كابل على حدة وكانات رأسية لمقاومة قوى الشد العرضية علاوة على الاهتمام بتسليح الأطراف العلوية والسفلية والجانبية للكمرة فى هذا الجزء .

ويمكن حساب قوة الشد العرضية اذا كانت قوة الاجهاد السابق مؤثرة عن طريق كابل واحد عند نهاية الكمرة ، من المعادلة البسيطة الآتية (انظر شكل ١٤) .

$$T = \frac{0.25\ (h - a)}{0.8h}\ p$$

أما اذا كانت قوة الاجهاد السابق مؤثرة عن طريق مجموعة من الكابلات موزعة بانتظام عند نهاية الكمرة فانه يمكن اعتبار أن كل كابل يؤثر على ارتفاع معين من الكمرة h_1 , h_2 , . . . وحساب قوى الشد العرضية لكل على حدة كما هو مبين بالشكل رقم ١٥ .

ملخص الموضوعات
بالقسم الانجليزى

حساب الضغوط على الأنفاق

للدكتور المهندس حسن محمود امام

هذا البحث ينقسم الى أربع أجزاء رئيسية

١ ــ المقـــدمة :

وهى دراسة سريعة تاريخية لطرق حساب الضغوط على الانفاق وتطور النظريات المختلفة ثم دراسة تفسيرية لطريقة ظهور هـذه الضغوط على الدعائم المستعملة والمختلفة .

٢ ــ دراسة العوامل التى تؤثر على الضغوط :

ولقد تم شرح العوامل المختلفة التى تؤثر على ظهور الضغوط على دعائم الانفاق والتى تؤثر على مقدار هذه الضغوط .

ولقد قسمت الى الاجزاء الرئيسية الآتية : ــ

ــ الخواص الطبية والميكانيكية للصخور .

ــ الزمن .

ــ شكل وحجم النفق .

ــ أنواع الدعائم المستعملة .

ــ النسبة بين الضغوط الاساسية والافقية .

٢ ــ عمل دراســة النظـريات المختلفة المستعملة فى حساب الضغوط على الانفاق حسب أهميتها .

ولقد قسمت الى : نظرية القوس . نظرية المرونة . والنظريات الأخرى .

٤ ــ وفى ختام هذا البحث استنتجت معادلة تبين مقدار الضغوط على دعائم الانفاق وتأثير الاعماق على هذه الضغوط .

إتزان الكمرات ذات الحوائط الرقيقة

للدكتور المهندس حسن عاطف حسن عبد الوهاب

فى تصميم الكمرات ذات الحوائط الرقيقة يجب ان تعطى عناية خاصة لموضوع اتزانها فاذا لم تكن الكمرة مؤمنة تماما ضد الانبعاج العرضى ، تزداد الانحنات التى تحدث بها بسرعة كبيرة حتى تنهار .

وللأسف لم يكتب كثيرا عن موضوع الانبعاج العرضى فى الكمرات الرقيقة الحوائط وغالبا مايكتف المهندس باتباع التوصيات العملية التى ذكرت بالمواصفات القياسية لتقوية هذه الكمرات رغم أن هذا النوع من الانبعاج فى منتهى الخطورة اذ انه يؤدى الى انحراف الكمرة عرضيا بالاضافة الى دورانها حول محورها حتى تنكسر .

وتوجد فى هذه المقالة طريقة تحليلية مبسطة لدراسة الحالة العامة للانبعاج التى تحدث فى الكمرات ذات القطاعات المفتوحة . وتبنى هذه الطريقة على اعتبار اتزان الكمرة فى وضعها المنحرف ومساواة القوى العرضية اللازمة لحدوث هذا الانبعاج مع الاجهادات الداخلية الموجودة بالكمرة . وبذلك نحصل على ثلاث معادلات تفاضلية رئيسية . وهذه المعادلات يمكن حلها رياضيا للتحميلات البسيطة . وفى الحالات الأكثر تعقيدا تحل بالطرق الحسابية التى تبنى على أساس التقريب المتكرر ولقد جربت هذه الطريقة فى عدة حالات وثبت منها سرعة تقارب النتائج والحصول على نتيجة دقيقة بدرجة كافية . وفيما يلى بعض الاستنتاجات التى حصل عليها من الأمثلة المذكورة بالبحث :

١ — حساب الاجهادات الحرجة التى تنشأ فى عمود يقع تحت تأثير قوة ضغط مركزية :

اذا كان قطاع العمود غير متماثل وجد أن أقصى قوة يمكن يحملها تقل مع رقة جدرانه . وذلك لأن العمود يكون اشد عرضة للدوران حول محوره . وهذه القوة اقل دائما من تلك التى يمكن حسابها بالطرق المعهودة المذكورة بالمواصفات . أما اذا كان القطاع ذا محور تماثل واحد على سبيل المثال زاوية متساوية الساقين فان أقصى قوة يمكن للعمود تحملها تكون فى الحالات العملية (معامل النحافة اقل من ١٤٠) أقل من تلك التى تحسب بالطرق العادية كما أن هذه القوة تتناسب طرديا مع النسبة بين سمك الزاوية الى طول ضلعها .

٢ — حساب أقصى عزم انحناء يمكن لكمرة بسيطة تحمله :

اذا كان قطاع الكرة مستطيلا فان أقصى عزم انحناء يمكنها تحمله يتناسب عكسيا مع نسبة عمق الكمرة الى عرضها . أما اذا كانت الكمرة على شكل حرف I فان تحملها يزداد وذلك نتيجة لمقاومة الأسطح العليا والسفلى للدوران حول محور الكمرة كما لوحظ أن أقصى عزم انحناء يمكن للكمرة تحمله يتأثر بموقع الاحمال عليها فهو يقل اذا كان الحمل على السطح العلوى للكمرة عنه اذا ما علقت على السطح الأسفل وذلك لأنه فى الحالة الأولى يساعد على دوران الكمرة حول محورها بعكس الحالة الثانية . وقد بحثت نتائج حالات تحميلات متعددة وذكرت فى جدول موجود بالبحث . أما اذا كانت الكمرة من الأصل مقوسة قليلا فى الاتجاه العرضى فان أقصى عزم انحناء يمكنها تحمله يقل كلما زاد تقوسها .

٣ — وأخيرا ذكر مثال عن كمرة ذات قطاع على شكل حرف I وتقع تحت تأثير قوة غير مركزية ولوحظ أن النتائج التى نحصل عليها تختلف عن النتائج التى تحصل عليها من المعادلة التقريبية التى ذكرت بالمواصفات .

وفى الختام أحب أن أذكر أن النظرية المذكورة هنا يمكن تحويل النتائج التى يحصل عليها منها الى منحنيات عملية تمكن للمهندسين استخدامها مباشرة فى جميع تصميماتهم كما أنه يمكن بواسطتها دراسة اتزان منشأ كامل ككوبرى مثلا وذلك باعتباره وحدة متماسكة وهذا ما تعجز القوانين التى ذكرت بالمواصفات عن تحقيقه .

تأثير البلاطات فى تقوية الجمالونات الحديدية

للدكتور المهندس وجيه الدخاخنى

من المعلوم أن بلاطات الاسقف لها تأثير كبير فى تقوية وربط المنشآت ولكن ــ الى حد علم الكاتب ــ لم يسبق أخذ هذا التأثير فى حساب المنشأ بخلاف فعل الـ T بين السقف والكمر .

هذه المقالة تبحث فى استنباط نظرية لادخال تأثير بلاطات الاسقف على صلابة نوعين شائعين من المنشآت الخرسانية على اعتبار أن السقف جزء متكامل من المنشأ . والنظرية المقترحة ــ على بساطتها ــ يمكن بها ادخال تأثير البلاطات مما ينتج عنه وفر كبير فى مكعبات الخرسانة ووزن الحديد المستعمل وزيادة أطوال البحور التى يمكن عمليا الوصول اليها . هــذا علاوة على أن النظرية مبنية على الوضع الحقيقى للمنشأ كما يتعرض للاحمال وليس على بعض الفروض المبسطة التى تبنى عليها كافة طرق حل المنشآت .

ثلاثة عشر عاما

فى ظل ثورتنا المجيدة

الثورة تغيير وتقــدم ورقى فى جميــع المجالات ســواء كانت اجتماعية ، اقتصادية ، سياسية وصناعية ... وعن وعى سايرت جميع القطاعات ركب الثورة وعملت على بفائها ورفعتهــا ، فقد لمس الجميع بالتجربة مدى ما حققته من اقتصادات ... اقتصادات للفرد بهدف رفاهيه المجموع .

وهنــاك فى شركة مصر للحرير الصناعى وهى احــدى شركات المؤسسة المصرية العامة للغزل والنسيج وتمثل ركنا هاما فى قطاع الصناعة ، ظهرت بوضوح آثار الثــورة ــ فمن زيادة فى الانتــاج الى زيادة فى دخول عامليها مع توسع فى مصانعها وادخال صناعات جديدة مع تطوير انتاجهــا وتنويعه وتحســينه بحيث أصبح يلبى معظم احتياجات صناعة الغزل والنسيج فى البلاد ويضارع المنتجات الامريكية والاوروبيــة .

بدأت الشركة انتاجها عام ١٩٤٨ بثلاث مصانع هى : ــ

١ ــ مصنع لانتاج خيوط الحرير الصناعى « مصرايون » .
٢ ــ مصنع لانتاج فبران الحرير الصناعى « مصروفيبر » .
٣ ــ مصنع لانتاج الورق الشفاف العادى « مصروفان » .

وعقب الثورة بدأت الشركة فى دراسة مشروعات التوسع لمصانعها وادخال صناعات جديدة واكتملت هذه الدراسة عام ١٩٥٨ بافتتاح ثلاث مصانع جديدة هى : ــ

١ ــ مصنع لانتاج الورق الشفاف المانع للرطوبة والقابل للصق بالحرارة « مصروفان » .
٢ ــ مصنع لانتاج خيوط النايلون « مصرنايلون » .
٣ ــ مصنع لانتاج خيوط النايلون « مصرنايلون » .

هذا علاوة على ادخال نوعين جديدين من المنتجات الاول خيــوط النايلون المطــاطة هيلانـكا (عام ١٩٦١) والثــانى شريط لف علب السجاير (١٩٦٢) .

ونظرا لتجارب الشركة مع أهــداف الثورة ونجاح مصانعهـــا فى تحقيق أهداف الثورة الصناعية أسندت اليها الجهات المسئولة ضمن الخطة الخمسية الثانية تنفيذ أربعة مشروعات جديدة تبلغ قيمتها ٦٫٥٠٠٫٠٠٠ جنيها ، وتم اقامة مصنعين منها هما مصــنع الفسكوز المستمر والوحدة الجديدة للورق الشــفاف « مصروفان » وينتظر أن يبدأ الانتاج فيهما خلال عام ١٩٦٥ ، كما انها فى سبيل الانتهاء من دراسة المشروعين الآخرين وهما التوسيع الثانى لمصنع المصرنايلون ومصنع خيوط اطارات السيارات .

وبذلك تكون الشركة قد خطت خطوات واسعة للامام عقب الثورة وحققت وثبة قوية فى صناعة الاليــاف الصناعية والتركيبية ، وكان ذلك واضحا فى الزيادة المضطردة فى الانتاج تبلغ ١٠٣٧٤ طنــا عام ٦٤/١٩٦٥ مقابل ٤١٥٠ طنــا عام ١٩٥٢ بزيادة قدرها ١٥٠٪ وتمكنت الشركة من سد حاجة السوق المحلى من هــذه الصناعة علاوة على تصدير جزء من انتاجها حتى وصل عام ٦٤/٦٥ الى ١٦٣٠ طنا ، فساهمت بذلك على توفير جزء كبير من العملات الصعبة .

وقد انعكست آثار كل هذه الجهود على العاملين بالشركة فارتفعت دخولهم اذ بلغ جملة المنصرف لهم من اجور ومزايا عينية خلال عام ٦٤/١٩٦٥ ــ ١٨٦٩٠٠٠ جنيها مقابل ٤٢٤٠٠٠ جنيهــا عام ١٩٥٢ زيادة قدرها ٣٤١٪ ، كما أتاحت فرص جديدة للعمل فبلــغ عــدد عامليها خلال ٦٤/١٩٦٥ ــ ٤٥٩٠ عاملا مقابل ٢٤٠٩ عــاملا بزيادة قدرها ٩١ ٪ .

والشركة تتبع فى سياســتها التقدمية جميع النظم واســاليب الاشتراكية التى تصدر عن الثورة ــ وتقوم بتنفيذها روحا وعملا ، فقامت فور صــدور القرارات الاشتراكية الخاصة باشراك العاملين فى الادارة باشراك عمالها فى مجلس الادارة ووحدات استشــارية ــ من عمالها ممثل فيها جميع القيادات العمالية لبحث الاتحــاد الاشتراكى ولجنة شئون الافراد ، علاوة على ذلك كونت لجان الموضوعات والتنظيمات والمشاكل الخاصة بالعاملين قبل عرضها على مجلس الادارة .

وكان لاهتمام الشركة بالنواحى الصحية والاجتماعية والثقــافية والرياضية والكشفية والعلاقات الانسانية والتــدريب الاثر الكبير فى تجارب العاملين لبذل الجهد لزيادة الانتاج .

هيئة المواصلات السلكية واللاسلكية

بعد ثورة ٢٣ يوليو

تتصل الخدمات التى تؤديها هيئة المواصلات السلكية واللاسلكية اتصالا وثيقا بالشعب الذى بذلت له الثورة المباركة ، ولا تزال ، كل تضحية وكل جهد ليعيش حياة أفضل ويتبوأ مكانه اللائق بين شعوب العالم المتقدمة .

وقد حققت الهيئة منذ عام ١٩٥٢ تقدما كبيرا فى مختلف مجالات الخدمة التليفونية والتلغرافية السلكية واللاسلكية بما يساير الازدهار العظيم الذى شمل نواحى الحياة بأسرها فى الجمهورية العربية المتحدة فى قطاع الصناعة والزراعة والتجارة وغيرها من قطاعات الأعمال والخدمات المختلفة ، حيث كانت مشروعاتها فى الخطة الخمسية الأولى — وعددها ٧٤ مشروعا بتكاليف قدرها ٣٥٫٥ مليون جنيه — تهدف بوجه عام الى حل أزمة التليفونات ورفع مستوى الخدمة فى جميع مرافق المواصلات السلكية واللاسلكية داخل الجمهورية ، وبينها وبين جميع بلاد العالم . وكذلك تلبية الطلبات المتزايدة لتركيب تليفونات بالجهات التى تؤدى خدمة عامة للجمهور والتوسع فى فتح مكاتب الخدمة التلغرافية والتليفونية ، واشباع رغبة الجمهور فى تركيب التليفونات المنزلية التى يتزايد الطلب عليها نتيجة لارتفاع مستوى الدخل وازدياد الوعى التليفونى — حتى أصبح تركيب التليفون فى المنزل أمرا ضروريا للغاية للغالبية العظمى من أفراد الشعب .

وجدير بالذكر أن الهيئة قد أخذت بأحدث الوسائل لتحسين الخدمة نذكر منها على سبيل المثال ادخال نظام النداء الآلى الذى يمكن المشترك فى أى مدينة رئيسية من طلب مشترك فى مدينة أخرى دون وساطة العاملات — وكذلك نظام التلكس الذى يمكن المشترك من تبادل برقياتهم بطريقة آلية دون تدخل موظف الهيئة وتعميم نظام التلغراف الكاتب بدل نظام المورس البطىء ونظام الدليل الاسطوانى لاستعلامات الدليل ، وتسجيل قراءات عدادات المشتركين بالتصوير .

كما أخذت فى السنوات الأخيرة بوسائل كثيرة لراحة الجمهور فى معاملاته معها ، فمن تركيب تليفونات لاستخدام الجمهور فى المحال التجارية الى تسهيلات فى استرداد التأمينات وتخفيضها فى بعض الحالات وغير هذا كثير .

ذلك الى جانب العناية الفائقة بالمواصلات اللاسلكية فى الداخل ، وبين الجمهورية وكافة أنحاء العالم بما يتفق مع مركزها الدولى الممتاز .

موجز عن نشاط الهيئة فى سنى الثورة المباركة

البيانات	فى عام ١٩٥٢	فى عام ١٩٦٥	النسبة الى ما كانت عليه قبل الثورة	المقدار فى نهاية الخطة الخمسية الأولى ١٩٦٥	النسبة الى ما كانت عليه قبل الثورة
عدد الخطوط الأوتوماتيكية	٦٢٠٠٠	٢٣٧٦٠٠	٪ ٣٨٣	٣٠١٤٠٠	٪ ٥٠٠
عدد الخطوط اليدوية	٢٨٥٤٠	٤٣٩٦٢	٪ ١٥٤	٤٠٢٣٩	٪ ١٤١
عدد الخطوط التلغرافية					
النظام اليدوى « المورس »	٨٧١	٦٨٨	...	٥٠٠ خطوط المورس آخذة فى التناقص نتيجة للتوسع فى استخدام التلغراف الكاتب الحديث الذى تبلغ سرعته ثلاثة أمثال النظام اليدوى (المورس)	...
التلغراف الكاتب	٧	٣٧٦	٪ ٣٧٠	٣٧٦	٪ ٥٣٧
الفونوغرام	١٦٥	٢٥٢	٪ ١٥٣	٣٢٠	٪ ٢٠٠
عدد الدوائر اللاسلكية					
دوائر التلغراف اللاسلكى المباشر	١٤	٣٣	٪ ٢٣٥	إمضاء هيئة المواصلات السلكية واللاسلكية « مهندس / أنيس البردعى »	
دوائر التليفون اللاسلكى المباشر دوائر التليفون اللاسلكى غير المباشر	٩	٢٨ بعض بلاد العالم مع ٦٤ دولة	٪ ٣١١		

هيئة قناة السويس

المؤسسة المصرية العامة للنقل البحرى



أنشئت المؤسسة العامة للنقل البحرى بمقتضى القانون رقم ١٤٦ لسنة ١٩٦١ ثم عدل اسمها بالقرار الجمهورى رقم ١٨٩٩ لسنة ١٩٦١ الى المؤسسة المصرية العامة للنقل البحرى)) .

وكان انشاء المؤسسة ايذانا ببدء مرحلة هامة من مراحل التطور الثورى فى مرفق من أهم مرافق الدولة الحيوية والتى أولته عناية خاصة .

وتتولى المؤسسة مسئولية الملاحة البحرية والنقل البحرى بما فى ذلك كافة الخدمات التى تؤدى الى تنمية الاقتصاد القومى فيما يختص بهذا القطاع عن طريق المشروعات وتأسيس الشركات المتعلقة بشئون النقل البحرى أو المرتبطة به والاشراف على هذه الشركات وعقد الاتفاقيات مع الهيئات الملاحية فى الدول الاخرى وتنظيم غرف الملاحة .

وتتبع المؤسسة الشركات الآتية :

١ ــ الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية .
٢ ــ الشركة العربية المتحدة لاعمال النقل البحرى .
٣ ــ الشركة العربية المتحدة لاصلاح السفن .
٤ ــ الشركة العربية المتحدة للاشغال العامة والتوريدات البحرية .
٥ ــ الشركة العربية للشحن والتفريغ (بورسعيد / السويس) .
٦ ــ شركة اسكندرية للتوكيلات الملاحية (تحت التأسيس) .
٧ ــ شركة القناة للتوكيلات الملاحية (تحت التأسيس) .
٨ ــ شركة البوستة الخديوية (لندن)

وتقوم المؤسسة فضلا عن الاشراف على أعمال هذه الشركات بتنسيق العمل بينها والتخطيط لمشروعاتها ورسم السياسة التى تسير عليها ومتابعة تنفيذ ما تقوم به من أعمال تمشيا مع الدفع الثورى فى مرحلة الانطلاق العظيم .

الشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية :

تشغيل الاسطول التجارى وقد زادت وحدات الاسطول منذ انشاء المؤسسة من ٢٧ الى ٣٨ سفينة منها ٢٠ وحدة سفن بضائع ، ١٣ وحدة سفن ركاب، ٥ ناقلات بترول وقد قام الاسطول التجارى بواجبه الوطنى فى مساندة الاسطول الحربى عندما هبت القوات المسلحة العربية عن بكرة أبيها لنصرة ثورة اليمن التحررية المظفرة . كما قام بالمساعدة اللازمة فى نقل احتياجات الجمهورية الجزائرية الشعبية فى اعزاز وفخر كذلك قام الاسطول التجارى العربى بربط الجمهورية العربية المتحدة بالاقطار الافريقية ويساهم الاسطول العربى بدور فعال فى نقل الحجاج سنويا الى الاراضى المقدسة وتيسير كافة السبل والوسائل لهم .

٢ ــ الشركة العربية المتحدة لاعمال النقل البحرى :

انشئت هذه الشركة فى أغسطس ١٩٦٢ وتقوم بربط وحصر الفراغات اللازمة للبضائع فى الاسطول العربى وما زاد عن حمولة الاسطول تعهد به الى سفن اجنبية وتقوم اذا لزم الامر باستئجار السفن من البلاد الصديقة بتخفيض فى النولون حسب الاتفاقيات المبرمة فى هذا الشأن وكذلك من الدول المشتركة فى المؤتمرات الملاحية وهذه الشركة هى الجهة الوحيدة التى تتولى نقل صادرات وواردات الجمهورية العربية المتحدة ــ ولبيان التقدم الذى حققته الشركة فى مضمار النقل البحرى نورد فيما يلى حجم البضائع المنقولة خلال الثمانى سنوات الماضية :

ويبين الجدول التالى مدى تطور الاسطول التجارى العربى منذ عام ١٩٦٠ الى ١٩٦٥

البيان	١٩٦٠	١٩٦٥
عدد الوحدات	٢٧	٣٨
الحمولة	١٦٦٠٠٠ طن	٢٢٥٠٠٠ طن
عدد الركاب	٧٥٠٠ راكب	٨٥٠٠ راكب
كفاءة التشغيل	٢ر٧ للطن من الحمولة	٧ر١٠ للطن من الحمولة
اجمالى النوالين	٠٠٠ر٠٠٠ر٣ جنيه	٠٠٠ر٥٠٠ر٦ جنيه
نسبة النقد الاجنبى فى مستلزمات الانتاج	٧٥ ٪	٤٥ ٪

السنة	المنقول
١٩٥٧	٢ر٥٩٠٫٠٠٠ طن
١٩٥٨	٣ر٩٧٠٫٠٠٠ «
١٩٥٩	٤ر٦٦٠٫٠٠٠ «
١٩٦٠	٣ر٣٥٠٫٠٠٠ «
١٩٦١	٦ر٢٠٠٫٠٠٠ «
١٩٦٢	٦ر٨٥٠٫٠٠٠ «
١٩٦٣	٩ر٢٠٠٫٠٠٠ «
١٩٦٤	١٣ر١٠٠٫٠٠٠ «

٣ ـ الشركة العربية المتحدة لاصلاح السفن :

وتقوم بكافة العمرات والاصلاحات اللازمة للسفن العربية والاجنبية التى ترسو فى موانينا فى الورش التابعة لها والتى هى على مستوى الورش العالمية لما لديها من امكانيات قيمة ضخمة وخبرة طويلة ، وهذه الشركة توفر للدولة عملة صعبة كثيرة كانت تضيع فى الخارج حين كانت تتم الاصلاحات والعمرات للسفن العربية بالخارج .

٤ ـ الشركة العربية المتحدة للاشغال العامة والتوريدات البحرية :

تتولى هذه الشركة توريد كل ما يلزم للسفن العربية والاجنبية التى ترسو فى موانينا وتزويدها بالمؤن والمواد التى تحتاج اليها وتقوم كذلك بعملية المراشمة والدهان للسفن ، كما تشرف الشركة على نظافة وتنسيق محطة الركاب البحرية بالاسكندرية ، وهذه الشركة توفر للدولة الكثير من العملات الصعبة نتيجة لتموين السفن الأجنبية الراسية بموانى الجمهورية بكافة احتياجاتها .

٥ ـ الشركة العربية للشحن والتفريغ (بورسعيد / السويس) :

وتقوم بعمليات تفريغ سفن الاسطول التجارى العربى والسفن الاجنبية وشحنها بأحدث الوسائل وأسرعها فىمينائى بورسعيد والسويس وتبذل قصارى جهدها للوفاء بالمسئولية الملقاة على عاتقها .

٦ ـ شركة اسكندرية للتوكيلات الملاحية (تحت التأسيس) :

وتقوم بأعمال التوكيلات الملاحية (الوكالة) بمنطقة الاسكندرية بعد أن ادمجت فيها جميع التوكيلات الملاحية بالاسكندرية والتى كانت تتبع من قبل الشركة العربية المتحدة لاعمال النقل البحرى حتى ٣٠/٦/١٩٦٥ وتضم هذه الشركة توكيل ممفيس للملاحة ـ توكيل طيبة للملاحة ـ توكيل آمون للملاحة ـ توكيل أبو سمبل للملاحة .

٧ ـ شركة القناة للتوكيلات الملاحية (تحت التأسيس) :

وتقوم بأعمال التوكيلات الملاحية بمنطقة القناة وتضم التوكيلات الملاحية الآتية :

توكيل اسوان للملاحة ـ توكيل المنيا للملاحة ـ توكيل اسيوط للملاحة ـ توكيل دمنهور للملاحة .

وتخدم هذه التوكيلات سواء بمنطقة الاسكندرية او بمنطقة القناة الإقتصاد الوطنى وتوفر للدولة عملة صعبة كثيرة كانت تضيع سنويا للاجانب قبل تمصير هذه التوكيلات .

٨ ـ شركة البوستة الخديوية (بلندن) :

وتقوم بدراسة عمليات التأجير وممارستها لحساب المؤسسة وشركاتها وقد اشتركت الشركة فى العطاء الخاص بنقل المواد البترولية الساحلية بالجمهورية العربية عن الستة شهور الاولى من ١٩٦٥ . وبالنسبة لتأجير السفن فان الشركة تتولى الاتصال المباشر بملاك السفن وبورصة لندن الملاحية التى تعتبر مركزا لتجمع كل الاطراف المعنية بالنشاط البحرى من تأجير وبيع وشراء السفن . وتقوم الشركة كذلك بعمليات تموين السفن بموانى المملكة المتحدة بالوقود كوكيلة للجمعية التعاونية للبترول بموانى الجمهورية العربية المتحدة . هذا فضلا عن العمليات التى تعهد اليها وهى حجز التذاكر والشراء والتعاقد بالنسبة لقطع الغيار اللازمة لشركة العربية المتحدة للملاحة البحرية .

هذا ويجدر الاشارة بانه قد بلغ اجمالى المبلغ المخصص لقطاع النقل البحرى فى الخطة الخمسية الاولى ٨ مليون جنيه وقد بلغ ما تم استثماره حتى نهاية السنة الرابعة من الخطة ٥ر٧ مليونا من الجنيهات وفيما يلى بيان بما تحقق من أهداف نتيجة ذلك :

بيان	السنة الاولى للخطة	السنة الرابعة للخطة
الانتاج	٣ر٩٠٠٫٠٠٠ جنيه	٢٤ر٠٠٠٫٠٠٠ جنيه
مستلزمات الانتاج	٥ر٥٠٠٫٠٠٠ «	٢٠ر٣٠٠٫٠٠٠ «
القيمة المضافة	١ر٦٠٠٫٠٠٠ «	٣ر٧٠٠٫٠٠٠ «
الاجور	١ر٠٠٠٫٠٠٠ «	٤ر٢٥٠٫٠٠٠ «
عدد العاملين	٣٠٠٠ عامل	١١ر٠٠٠ عامل

ومع ذلك فان الطريق أمام المؤسسة طويل ولكن الطريق الثورى لا يعرف المستحيل فهو الجسر الذى يمكنها من الوصول الى ما تصبو اليه ، ويحقق آمال الامة فى تدعيم مرفق النقل البحرى والنهوض به ليتبوأ مكانته بين دول العالم وبذلك تساهم المؤسسة مساهمة اكثر فى تنمية الاقتصاد القومى وتحقيق الاهداف التى وضع أسسها الزعيم الثائر جمال عبد الناصر وفقه الله وسدد خطاه .

شركة النيل العامة لإصلاح السيارات

إحدى شركات المؤسسة المصرية العامة للنقل الداخلي



ترفع أجمل التهاني مع أطيب التمنيات
إلى باني الإرادة العربية .. ومحقق أمجادها .. الرئيس

جمال عبد الناصر

وإلى الشعب العربي .. بمناسبة

عيد السد العالي

٩ يناير

سد الكرامة
وحصن الرخاء

المؤسسة المصرية العامة لأعمال التشييد والبناء

شركة مصر لأعمال الأسمنت المسلح

ش. م. م

المركز الرئيسي
القاهرة: ٢١ شارع ٢٦ يوليو
ص.ب: ٢٧٨٩١
تليفون
٤٩٨٦٥ - ٤٩٨٥٦
٤٩٨٥٧ - ٤٢٠٠٢

مكاتب بأنحاء الجمهورية

القاهرة : ٢٠ شارع شريف
تليفون ٧٤٩٢١
الإسكندرية : شارع صفية زغلول
تليفون ٣٥٩٢٥
أسوان : تليفون : ٣٥٥١
أسيوط : تليفون : ٢٨٧٩
المحلة الكبرى : تليفون : ٢٤٦١
شبين الكوم : تليفون : ٢٤٢٢
طنطا : تليفون : ٢٦٩٦
السويس : تليفون : ٣٤١٧/٢٨٧٢

رائدة الإنشاءات المدنية في العالم العربي

- اخصائيون في جميع أنواع الخرسانة المسلحة السابقة الإجهاد
- مصانع لإنتاج جميع الوحدات الخرسانية الجاهزة والأنواع المختلفة من مواد البناء الخفيفة العازلة للحرارة والصوت من:

البوسيت - الجريت - السليت

تفخر بتنفيذ أهم وأكبر مشروعات الثورة

- جميع خرسانات ومحطة كهرباء السد العالي
- خطوط كهرباء السد العالي ... عبر الصحراء
- الترسانة البحرية بالإسكندرية
- مشروع مجاري القاهرة والجيزة
- مشروع ناصر للإسكان

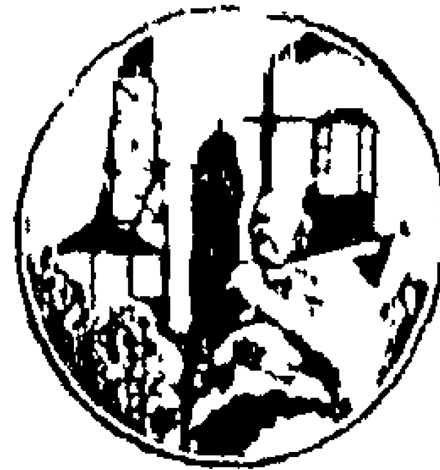
ذلك بخلاف الأعمال الصناعية الكبرى ضمن خطة التنمية

شركة النصر للاسمدة والصناعات الكيماوية
بالسويس



نحن نصنع التقدم ونحميه
جمال عبد الناصر

إحدى مفاخر الثورة الصناعية الكبرى



ومن دعامات الصناعات الثقيلة بالبلاد

تنتج الشركة

نترات الجير المصري ١٥,٥٪ آزوت

كان الإنتاج عام ١٩٥٢ — ١٠٠٢٠٠ طن
وبلغ عام ٦٠ / ٦١ — ٢٦٩٥٥٠ طن
ووصل عام ٦٤ / ٦٥ — ٢٧٤٢٥٤ طن

سلفات النشادر المصري ٢١٪ آزوت

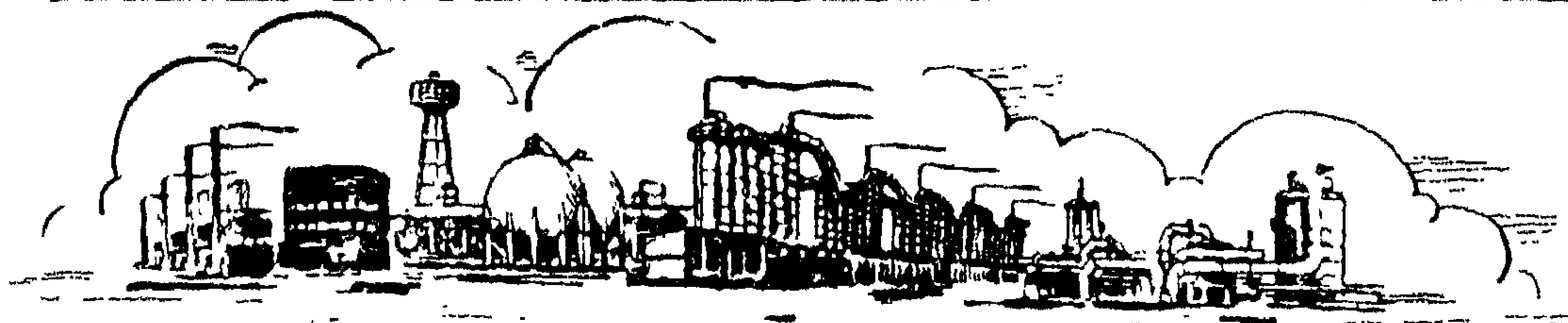
بدء الإنتاج عام ٦٣ / ٦٤ بكمية ٦٤٥٠٠ طن
بلغ عام : ٦٤ / ٦٥ — ٨٠٠٠٠ طن
يصل عام : ٦٥ / ٦٦ كامل طاقته الإنتاجية ١٠٠٠٠٠ طن

ويتطور الإنتاج بتطور التوسعات في مرحلة التحول العظيم ويزداد ليبلغ عام ١٩٧٠ : ١,١٤٠,٠٠٠ طن ١٥,٥٪ آزوت موزعة كالآتي :

نترات الجير ١٥,٥٪ آزوت ٢٧٠,٠٠٠ طن تعادل ٢٧٠,٠٠٠ طن ١٥,٥٪ آزوت
نترات النشادر ٢٦٪ آزوت ٢٨٠,٠٠٠ طن « ٤٧٠,٠٠٠ « ١٥,٥٪ آزوت
سلفات النشادر ٢١٪ آزوت ٣٠٠,٠٠٠ طن « ٤٠٠,٠٠٠ « ١٥,٥٪ آزوت

ويتمتع العاملون بالشركة بكافة الخدمات الاشتراكية

	عدد العمال	الأجور والتأمينات والمزايا العينية بالألف جنيه
عام ١٩٥٢	١٧٦٢	٣٠٣
عام ٦٠/٦١	٢٤٢١	٧٨٢
عام ٦٤/٦٥	٣٢٤٢	١,٢١٣,٢



الإدارة والمصانع : عتاقة / السويس / تليفون : ٣٢٨١ المواجر بمنطقة السادات بعتاقة
مكاتب القاهرة : ٢٦ شارع شريف ت : ٧٨٠٠٠ - مكتب الإسكندرية : ٢٣ ميدان التحرير ت : ٢٣٨٦٨

المؤسسة المصرية العامة لمواد البناء والحراريات

ومسؤولية حركة التعمير في بلادنا..

● ٤٧ مشروعاً جديداً تتكلف ٦٥ مليون جنيه !
● ٦٫٣ مليون جنيه سنوياً ... قيمة المواد المصدرة !
● ١٠ شركات تعمل في ٥ قطاعات لسد حاجة التعمير

اتسع العمران في بلادنا بشكل عظيم ، غطت الأبنية الجديدة كل مكان في جمهوريتنا : ارتفعت الفنادق في محافظاتنا لاستقبال السياح . آلاف المدارس أقيمت لتستوعب ملايين الطلبة تحقيقا لمجانية التعليم . دخلت المياه القرى ، كل القرى ، وفي الجنوب يربض العملاق الهائل ، يربض سد الخير والرفاهية . وأمام كل هذا العمران ، أمام آلاف المدارس ، وآلاف المنازل الجديدة ، وأمام الفنادق ، وأمام المواسير التي امتدت آلاف الكيلو مترات لتوصل المياه النقية الى الريف الذي حرم منها طويلا ، وأمام السد العالي العظيم ، أمام كل هذا ، تقف المؤسسة المصرية العامة لمواد البناء والحراريات ، بجيشها الذي يضم عشر شركات ، وآلاف العمال ، والمهندسين والخبراء ، وآلاتها ومصانعها الضخمة تقف لتغذي حركة العمران الهائلة ، وتضرب أروع المثل لقوة العامل العربي ، ومقدرته .

ان المؤسسة المصرية العامة لمواد البناء والحراريات ، تقوم بأعظم دور في هذه الحركة الهائلة التي تسري في شرايين مجتمعنا اليوم ، وحتى نستطيع أن نعطي صورة للمؤسسة فانه يتحتم علينا أن نتحدث عن كل قطاع من قطاعاتها الخمس :

* قطاع الأسمنت .
* قطاع المواسير والمنتجات الأسمنتية .
* قطاع الزجاج والبللور .
* قطاع الحراريات . * قطاع الطوب .

هذه هي قطاعات المؤسسة الخمس ، وبقى أن نعرف كل قطاع :

١ — قطاع الأسمنت :

وهو يعتبر العنصر الرئيسي في أعمال البناء والتشييد . ولقد ارتفع الانتاج في هذا القطاع ارتفاعا مذهلا ، فقد كان قبل عام ١٩٥٢ يصل الى ٩٤١ ألف طن ، ارتفع الى ٢٫٦ مليون طن عام ٦٤ — ١٩٦٥ ، وينتظر أن يصل الانتاج في قطاع الأسمنت الى ٥٫٤ مليون طن سنة ١٩٧٠ وبهذا الارتفاع ، يمكن أن نصدر منه الفائض عن حاجة البلاد ويقدر بحوالي مليون طن . ويعمل في هذا القطاع أربع شركات هي : شركات أسمنت بورتلاند طره ، وشركة أسمنت بورتلاند حلوان ، وشركة الاسكندرية للأسمنت ، والشركة القومية لانتاج الأسمنت . ومن أهم الأعمال التي اشترك فيها هذا القطاع ، تزويد مناطق العمل بالسد العالي في المرحلة الأولى بحوالي ٣٠٠ ألف طن أسمنت بالاضافة الى ٣٠٠ ألف طن أخرى ساهمت بها المؤسسة في مشروع بناء القرى الجديدة لتهجير أهالي النوبة .

٢ — قطاع المواسير والمنتجات الأسمنتية :

ان المؤسسة المصرية العامة لمواد البناء والحراريات ، لا يقف انتاجها للأسمنت عند حد استعماله في عمليات البناء والتشييد ، وانما يتعداها الى انتاج ألواح ومواسير الأسبستوس الأسمنتي ، كذلك انتاج المواسير المسلحة والمواسير الفخار والحراريات والفلنكات الخرسانية سابقة الاجهاد للسكك الحديدية ، وهذا النوع من الفلنكات يمتاز عن الفلنكات الخشبية بطول عمر الاستعمال الذي يصل الى ٤٠ عاما مع قلة التكاليف ومصاريف الصيانة ، وانتاج المؤسسة في هذا القطاع لا يقف عند حد ، انه في حالة تطور دائم ، وقد كان لهذا الانتاج المتطور أثره الكبير في توصيل المياه العذبة

الى الريف ، وتوصيل الكهرباء الى الأحياء النائية ، وتيسير أعمال الرى وتعميم المصارف المغطاة ، وتعمل فى هذا القطاع الشركة المصرية للمواسير والمنتجات الأسمنتية سيجوارت .

٣ — قطاع الزجاج والبللور :

ان بلادنا تنتج حاليا من الزجاج والبللور أنواعا تصل الى المستوى العالمى ، ويرجع هذا الارتفاع بمستوى الانتاج الى المجهودات الضخمة التى تبذلها المؤسسة المصرية العامة لمواد البناء والحراريات فى هذا القطاع الهام ، فمصنع الاسكندرية ينتج الزجاج المقوى والصوف الزجاجى والبوليستير ، وذلك لكفاية حاجة حركة التصنيع ، بجوار الزجاج الحرارى والمتعادل لأغراض المعامل وصناعة الدواء والزجاج المصقول والصوف الزجاجى قصير التيلة ، وقد قامت المؤسسة بدراسات انتهت منها ، لتعزيز هذا القطاع وتعمل فى قطاع الزجاج والبللور شركة النصر لصناعة الزجاج والبللور .

٤ — قطاع الحراريات :

ويلعب هذا القطاع دورا هاما وكبيرا فى الحياة الصناعية والمنزلية لحياتنا ، ويتعداها الى المرافق العامة والمنشئات وتدخل فى هذا القطاع ، منتجات الخزف والصينى . وتنتج المؤسسة فى هذا القطاع الأدوات الصحية والبلاط والقيشانى والأدوات المنزلية والعوازل الكهربائية والسليكا والكروم وهذا الانتاج الضخم سيوفر للبلاد مبالغ هائلة من العملة الصعبة التى كنا ندفعها لاستيراد ما نحتاجه من هذه المنتجات ، ويعمل فى قطاع الحراريات الشركة العامة للخزف والصينى وشركة النصر لانتاج الحراريات والفخار، والشركة المصرية للحراريات .

٥ — قطاع الطوب

وفى قطاع الطوب تقدم المؤسسة المصرية العامة لمواد البناء والحراريات بتغذية حركة العمران ، بكل ما تحتاجه ، فمصنع العباسية مثلا يصل انتاجه الى حوالى ٢٥ مليون طوبة سنويا ، كما يقوم بانتاج الجير والسليتون والدياتوميت ، كذلك مصنع غمرة يقوم بانتاج الطوب الأسلفتى ، كما يقوم مصنع المنوفية بانتاج الطوب الأحمر قطع السلك . وقد تضمنت الخطة الخمسية الثانية التى تبدأ من عام ١٩٦٥ وتنتهى فى عام ١٩٧٠ انشاء أحد عشر مصنعا ، وتبلغ تكاليفها ٢٤ مليون جنيه ، وذلك لانتاج الطوب الرملى اللازم لمشروعات العمران تقدر قيمته بحوالى ١٠ مليون جنيه .

تكملة للصورة

واذا كنا من خلال هذا الحديث السريع عن قطاعات المؤسسة ، فقد قدمنا صور مصغرة للنشاط الهائل الذى يدور فيها ، فان الأرقام تعطى تكملة الصورة ، وهذه هى الأرقام :

* أدرج لقطاع مواد البناء والحراريات فى الخطة الخمسية الثانية ٤٧ مشروعا تتكلف ٦٥ مليون جنيه ، وتحقق انتاجا سنويا قيمته ٣٨٨ مليون جنيه . وتقدم للدخل القومى ٢٠ر٩ مليون جنيه سنويا ، وتعطى امكانية التصدير بما يساوى ٦ر٣ مليون جنيه سنويا ، وتعطى فرصا جديدة للعمل لحوالى ١٢٥٠٠ عامل ، تبلغ أجورهم ٣ر٣ مليون جنيه :

* وصل عدد عمال المؤسسة عام ٦٢ — ١٩٦٣ الى ١٤ ألف و ٤٣٧ عاملا ، ثم ارتفع الى ١٦ ألف و ١٦٧ عاملا عام ٦٣ — ١٩٦٤ أى بزيادة ١٢ ٪

* ارتفعت الأجور والمزايا العينية للعاملين فى المؤسسة من ٣ مليون و ١٥٩ ألف جنيه عام ٦٢/٦٣ الى ٣ مليون و ٨٧٨ ألف جنيه عام ٦٣/١٩٦٤ أى بزيادة ٢٣٪ :

وبعد . .

ان هذه الجولة السريعة داخل قطاعات المؤسسة ، وبعض أرقامها ، لتعطى صورة مشرفة لعظمة العمل فى جمهوريتنا ، ومدى ما وصلنا اليه من مقدرة ، وقدرة . وهذه الصورة ، هى صورة المؤسسة المصرية العامة لمواد البناء والحراريات ، التى تحمل على كتفها مسئولية حركة التعمير الضخمة التى تشمل بلادنا .

قناة السويس

بين المجد ... والحرب

* ٧٧ مليون و ٦٩٧ ألف جنيه ... ايرادات القناة
* القناة تعطى الدخل القومى أكثر من ٥٠ مليون جنيه
* مشروعات عالمية ... تقوم هيئة القناة بتنفيذها

!

الحديث عن قناة السويس حديث طويل .

انه حديث المجد ..

حديث التضحيات الكثيرة ..

حديث السلاح والمعركة ..

حديث النصر ..

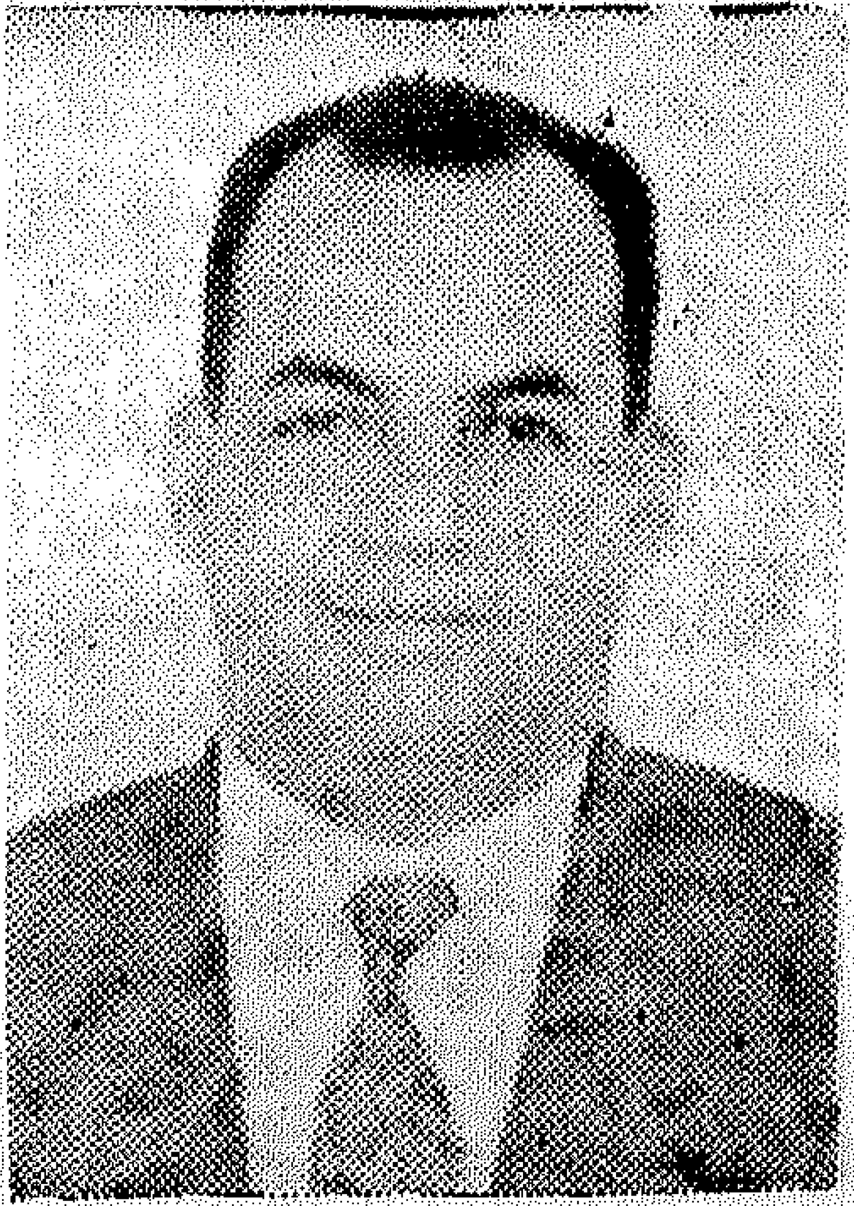
وهو أخيرا حديث الذكريات .

انه حديث المجد ، لأننا حققنا ما عجز عنه الأوائل ، منذ القدماء ، فالفرس ، فالبطالسة ، فالرومان ثم العرب . وكل منهم له محاولة .. وله قصة .

وهو حديث التضحيات الكثيرة ، منذ عام ١٨٥٩ عام حفر القناة وعلى مدار السنوات حتى عام ١٩٥٦عام الفصل والنصر . ففى عام ١٨٥٩ ، سقط آلاف الشهداء صرعى على جانبى القناة . انهم أجدادنا الذين حفروها بسواعدهم وعرقهم . وعلى مدار السنوات ، سقط الآف آخرون ، من أجل المطالبة بحقوقنا حتى كان عام ١٩٥٦ ، عام التأميم وعام معركة السويس ، فسقط آخرون من أجل اعادة الحقوق الى أصحابها ومن أجل الحفاظ على الأرض المصرية .

وهو حديث السلاح والحرب . حيث خضنا فى سبيل قناتنا حرب السويس .. خضنا معركة غير متكافئة دولة واحدة نامية ، ضد دول كانت تعتبر من الدرجة الأولى . ثم ذيل .. لهذه الدول ، وهم عصابة المتشردين فى اسرائيل . ومع عدم التكافؤ ضربنا المثل الذى تحدثت عنه العالم . وما زال حديثه حتى الآن واحرزنا النصر قائد بطل ، يعرف موضع قدمه . وشعب واثق من قائده ، يدخل خلفه المعركة ، وهو متأكد من كسبها .

وهو حديث النصر . كسبنا معركة التحدى يوم انسحب الموظفون والمهندسون والمرشدون الأجانب وكسبنا معركة الحرب ، يوم دخل المعتدى أرضنا رغبة فى العودة اليها .



وهو أخيرا .. حديث الذكريات :

والذكريات فى الحديث عن قناة السويس ، ذكريات طويلة . انها ذكريات التاريخ . فالحديث عن قناة السويس هو حديث عن تاريخنا المعاصر كله . فقناة السويس تمثل نقطة الارتكاز . ومنها ، يمكن الكلام عن كل شىء . انها كانت تمثل بالنسبة للاستعمار ، مركز الثقل . حتى أن الانجليز كانوا يودون لو فقدوا انجلترا نفسها . ولا يفقدون قناة السويس . انها بالنسبة لهم ، كانت الأوزة التى تبيض الذهب .

لكن الذكريات ، لن تنسينا الحديث عن حاضرنا . صحيح أننا تعلمنا الكثير من ماضينا . لكننا الآن نعيش حاضرنا الرائع ، بكل مافيه من عمل ، وبناء من أجل غدا أفضل . والذكريات لا تنسينا النظر الى المستقبل، قلنا فيه ما هو أجمل من الذكريات . لكن فيه الأمل الباسم ، والخير الكثير . ومن الحاضر والمستقبل ، سندخل الى قناة السويس . سندخل الى أغلى قطعة فى أرضنا . سندخل الى رمز انتصارنا ورمز عظمتنا ، ورمز تصميمنا ، واذا كنا نعتبر السد العالى هو أعظم عمل أقمناه فى تاريخنا الحديث ، فان قناة السويس سد آخر بنيناه ، قبل السد العالى العظيم . فقد أممناه من أجله ، وكسبنا من أجل مستقبلنا كله .

وقفة للانطلاق

ومن واجبنا قبل أن نبدأ الحديث عن حاضر قناة السويس ، أن نقف لحظة . لحظة خاطفة من أجل ماضيها ، لنعرف أن أكثر من ستة عشر شركة استعمارية واحتكارية كان لكل منها مندوب أو ممثل أو مدير فى شركة قناة السويس . وكانت هذه الشركات تتقاضى ٧١ ٪ من أرباح القناة التى كانت تبلغ صافية نحو ١٦ مليون جنيه سنويا . ولحظة أخرى ، قبل أن ننطلق ، لنعرف أنه عند تأميم القناة اكتشف المسئولون أن الشركة المؤممة لم تقم بعمليات الصيانة والتحسين اللازمين للقناة . حتى أن الملاحة كانت على جانب كبير من الخطورة .

الانطلاق

طبعا ليس هذا كل ما كان فى الشركة المؤممة . اننا فقط وقفنا لحظة خاطفة ، فان الحاضر يهمنا أكثر مما كان . أن أمامنا ستة أعوام ، نريد أن نعرف ماذا .. حدث خلالها ، بعد ان أصبحت ادارة الهيئة .. عربية وبعد ان وقف على رأسها رجل وهب كل لحظة من عمره من اجل النهوض بهذا المرفق الهام .

تعال الآن .. نرى الأعمال العظيمة التى تمت ، والتى فى طريقها الى التمام .

١ ـ توسيع المجرى الملاحى وتعميقه

الزمن .. يوم عيد النصر الماضى .. ٢٣ ديسمبر ١٩٦٤ وبورسعيد شعلة من نور احتفالا بالعيد .

وقائد المعركة ، وبطلها الرئيس جمال عبد الناصر يشرف الاحتفال .

وكان العمل قائما على قدم وساق لتنفيذ توسيع المجرى وتعميقه . فقد كان غاطس القناة قبل التاريخ ٢٧ قدما . أى ان الغاطس سيزداد بمقدار قدم واحد . وهذه الزيادة هى المرحلة الثانية من مشروع ناصر ، الذى تكلف أربعين مليون جنيه . أما عمليات التطهير لهذه المرحلة الثانية فقد بلغت الكميات التى استخرجتها كراكات الهيئة فى أعمال التوسيع والتعميق للمجرى الملاحى اكثر من عشرة ملايين متر مكعب وقد اشتركت فى هذه العملية ثلاث كراكات ضخمة :

* رمسيس وقد استخرجت من ميناء بور سعيد نحو ٢ مليون و ٢٥٠ الف مترا مكعبا .
* تختمس وقد رفعت نحو ٢ مليون و ٥٠٠ الف مترا مكعبا .

١٥ سبتمبر : وقد رفعت نحو مليون و ٥٠٠ الف مترا مكعبا .

الى جانب عدة كراكات اخرى بلغت الكميات التى استخرجتها نحو مائة الف مترا مكعبا .

أما فى منطقة الاسماعيلية وتشمل المجرى الملاحى من القنطرة حتى البحيرات المرة الكبرى فقد اشتركت عدة كراكات فى تطهير هذه المنطقة وبلغ ناتج التطهير مليون و ٥٠٠ الف مترا مكعبا .

وفى منطقة السويس استخرجت كراكات الهيئة مليونين من الأمتار المكعبة .

ميناء بور سعيد

ويعتبر هذا الميناء من أهم الموانى العالمية ، اذ انه يستقبل يوميا أكثر من خمسين سفينة من السفن الضخمة التى تعبر القناة : ولهذا وضعت الهيئة تخطيطا للميناء بحيث تزداد كفايته وتتضاعف طاقته التصريفية وكانت الشركة المؤممة قد اهملت هذا الميناء وتركت فى وسطه ست جزر أصبحت عائقا فى طريق تحسين الملاحة ، فعملت الهيئة على ازالة هذه الجزر ، وخصصت لها بعض وحدات التطهير لتقوم بتلك المهمة، وقد بدات عملها عام ١٩٦١ و . وقد تم ازالة جزيرتين، وجزءا كبيرا من الجزيرة الثالثة ، وتبلغ كميات التطهير حوالى ٩ مليون مترا مكعبا . وتستفيد الهيئة من ناتج التطهير فى ردم مساحة من شاطىء بور فؤاد المواجه للبحر المتوسط لزيادة رقعة الأرض التى تقع عليها الترسانة البحرية ، وكذلك لاكتساب أرض من البحر لاقامة ميناء صناعى وتجارى حر . وقد تم ردم أكثر من ٦٠٠ الف متر مربع . كما تشمل الأعمال فى هذا الميناء الجديد ما يأتى .

* انشاء أرصفة عميقة بطول حوالى ١٥٠٠ مترا .
* انشاء أرصفة غير عميقة بطول حوالى ١٠٠٠ مترا .

هذا بالاضافة الى انشاء المخازن والأرصفة والروافع اللازمة لاستعمال هذه الميناء كميناء حر .

٣ ـ مرابط جديدة للسفن

كان لابد ، تبعا لمشروعات التحسين ، تعديل أماكن رباط السفن وزيادة عددها ، لذلك تقرر تغيير المسافات بين ٢٧ مربطا ، بحيث تتراوح المسافات بين كل منها من ١٩٠ مترا الى ٣٢٥ مترا ، كما تقرر انشاء ١٦ مربطا جديدا يراعى فيها القدرة على استقبال السفن الضخمة من ناقلات البترول .

٤ ـ كوبرى الفردان

ويعتبر من أضخم المشروعات التى عملت فى الهيئة فقد أنشىء الكوبرى القدام خلال الحرب العالمية الثانية شمال القنطرة عند الكيلو ٣٢ ، وكان يترك لعبور السفن فتحة ضيقة لا يزيد عرضها على ٩٦ مترا ، وتقرر هدمه فيما بعد . وبدىء العمل فى بناء الكوبرى الجديد عام ١٩٦٣ . وهو يقع على بعد ١٥٠ مترا جنوبى الكوبرى الخالى وسيزيد طوله عن القديم بمقدار ١٠٧ مترا . كما سيزيد العرض بمقدار ثلاثة أمتار وهذه الأبعاد

الجديدة تسمح بزيادة عرض المجرى الملاحى الجديد من ٩٦ مترا الى ١٤٨ مترا ، وزيادة القطاع المائى ليس فقط الى ١٨٥٠ مترا مربعا ، وهو قطاع القناة الحالى بعد التوسيع ، بل الى ٢١٠٠ متر مربع ليسمح بتوسيع آخر مستقبلا .

٥ ـ ترسانة بور سعيد البحرية

انشئت عام ١٩٦٠ وأصبحت حصنا من حصون الصناعة فى بلدنا وقد بدأت الترسانة ببناء السفينة « قناة السويس » تلتها مجموعة سفن حمولة كل منها ٣٢٠٠ طنا وهى الجيزة وأسيوط والعريش والزقازيق أما السفينة الفيوم فحمولتها ٤٠٠٠ طن وأسوان وحمولتها ٦٠٠٠ طن قد دشنها الرئيس جمال عبد الناصر فى عيد النصر « ٢٣ ديسمبر عام ١٩٦٤ » كما تفضل سيادته بلحام القرينة الأولى لسفينة جديدة تبلغ حمولتها ٦٠٠٠ طن . وقد صنعت كلها فى الترسانة وتعتبر هذه النتيجة المذهلة ، وهى بناء خمس سفن فى مدى ثلاث سنوات ، نقطة الانطلاق الى بناء سفن ذات حمولات اكبر ، كما أتمت الترسانة بناء ثلاث قوارب فرعونية لاستخدامها فى الأغراض السياحية بالجمهورية العربية المتحدة على نمط « مراكب الشمس التاريخية كما تعاقدت الهيئة على انشاء ٧ مراكب أخرى .

كما تقوم الترسانة بعمل جميع الاصلاحات الخاصة بالسفن .

٦ ـ حوض ناصر

وهو حوض جاف يسمح ببناء سفن تبلغ حمولتها ١٢ ألف طن ، كما يمكن أن تبنى عليه سفينتان حمولة كل منها ٦ آلاف طن فى وقت واحد . ويبلغ طول الحوض ١٥٠ مترا ، وعرضه ٤٤ مترا ، وقد بلغت تكاليفه أكثر من ٥٠٠ ألف جنيه . وهو مزود برافعتين قوة رفع كل منهما ٤٠ طنا ومركب عليه بوابة ضخمة يبلغ وزنها ٢٥٠ طنا وطولها ٦ ر ٤٣ مترا وعرضها ٨ر٣ مترا وارتفاعها ٨١٥ مترا . ويمكنها حجز مياه البحر من خلفها ثم تفتح لتصبح مياه البحر فى مستوى واحد مع المياه التى بداخل الحوض عند تدشين السفينة .

٧ ـ ترسانة السويس البحرية

وهى حديثة الانشاء ، وجارى استكمال مهماتها ، ورغم ذلك فقد اتمت بعض الاعمال الانشائية التى وكلت اليها ، كما قامت خلال عام ١٩٦٣ ببناء ثلاث أتوبيسات نهرية لمحافظة القاهرة تعمل الآن فى النيل والهيئة فى سبيل استكمال ترسانة السويس الجديدة ، حتى تقف بجوار زميلتها ترسانة بور سعيد ، فى القيام بالدور الهام الموكل اليها من بناء واصلاح السفن .

٨ ـ مركز الأبحاث

وهو يقوم بكل الأبحاث التى تحتاجها الهيئة سواء أكانت فى المجرى الملاحى للقناة ، أم فى موانيها وقد قام المركز بدراسة عدة مشكلات اهمها :

* تحديد القوة المطلوبة لتحريك السفن فى محور القناة . وارتباط ذلك بابعاد القناة وحجم السفينة وسرعتها .

* دراسة الظواهر الهيدروليكية المختلفة التى تنتج عن مرور السفن فى مسار موازى لمحور القناة .

* كذلك أجريت دراسات على غوص السفينة التى تعبر القناة بغاطس ٣٨ قدما وهو الغاطس الجديد للقناة

وليست هذه كل أعمال الهيئة فيما يختص بعملها، بل أقامت جهازين لقياس ارتفاع الأمواج على امتداد الحاجز الغربى لميناء بور سعيد ليعطيا تسجيلا للأمواج كذلك عهدت اليها وزارة البحث العلمى بدراسة مشكلة بوغاز أشتوم الجميل الذى تسده رمال البحر كل عام ، كما أقامت الهيئة معملا لميكانيكا التربة والاساسات ومعملا لاختبار المواد المستعملة فى انشاءات الهيئة . كما اقامت مبنى لارشاد السفن تكلف نحو ٦٠٠ الف جنيه وانشأت أيضا المطبعة الجديدة . لتسد حاجة الهيئة من المطبوعات المختلفة وهى مزودة بأحدث آلات التصوير والطباعة والزنكوغراف .

أعمال أخرى

ان امكانيات هيئة قناة السويس ليست وقفا عليها ، بل شملت نطاق الجمهورية ثم تخطت حدود الجمهورية الى أعمال كثيرة خارجية . ففى المجال الداخلى تقوم الهيئة بالاشراف على الشركات الآتية :

* شركة القناة للانشاءات البحرية وهى تقوم بتصميم وتنفيذ العائمات الصغيرة وصيانتها سواء أكانت مملوكة للهيئة أم للهيئات والشركات الأخرى . كما تقوم بعمليات انتشال العائمات الغارقة واصلاح العطب بها .

* شركة القناة للاصلاحات البحرية ، وهى تقوم بعمل الاصلاحات السريعة للوحدات العائمة كبيرة الحجم والبواخر ، كما تقوم بانتشال الوحدات الغارقة فى الميناء

* شركة الأعمال الهندسية البور سعيدية وهى تقوم باصلاح سفن أعالى البحار سواء العربية او الأجنبية ، واصلاح الرادار والبوصلات الكهربائية وكافة الأجهزة الالكترونية للسفن ، واصلاح اجهزة التبريد واللحام على البارد وانشاء الصهاريج البترولية وخطوط الأنابيب ، والاصلاحات تحت الماء .

* شركة القناة للحبال . وهذه الشركة تمثل مرحلة هامة من مراحل التطبيق الاشتراكى اذ ان أموالها

مأخوذة من مدخرات أفراد أسرة هيئة قناة السويس وتبلغ مليون جنيه .

* شركة التمساح لبناء السفن وتقوم ببناء السفن المساعدة واصلاحها وقد أنشئت خمس قاطرات قدرة ١٦٠٠ حصان ، وست قاطرات قدرة ٣٣٦ حصان وأربع صنادل ، ٦٠ ألف كيلو جرام جماوون للسد العالى .

* قنالتكس . وتقوم بانتاج جميع أنواع الأرضيات « الفينيل » وما يشتق منها من بلاط الحوائط وأرضيات السفن وغيرها .

* شركة القناة لربط السفن وعملها ربط السفن وحلها وتبدأ من لحظة دخول السفينة مياه القناة ثم مرافقتها أثناء العبور .

* مصنع مصابيح الأهرام ويقوم بصناعة اللمبات الكهربائية ذات القوى المختلفة من ٥ وات الى ٥٠٠ وات ومن ١٢ فولت الى ٢٥٠ فولت ، كما يقوم بصناعة الثلج الذى تحتاجه محافظة الاسماعيلية .

العاملون .. أولا

أن العاملين فى هيئة قناة السويس ، لهم النصيب الأول . فهم يتمتعون بمميزات كبيرة ومتعددة وهذه صورة لما يتمتع به العاملون فيها .

١ ــ الجمعية العلمية :

وقد أنشأتها الهيئة للعاملين فيها ، وأتاحت الفرصة لهم جميعا ، لكى يبذل كل منهم جهده فى تنمية مواهبه فى الأبحاث العلمية بكافة ميادينها . وقد ألقيت فى هذه الجمعية مجموعة من المحاضرات فى مختلف الفنون والعلوم .

٢ ــ التدريب المهنى ورفع المهارة :

ان هيئة قناة السويس تهتم برفع مستوى العمال المهنى ، ولذلك فقد أنشأت أقساما متنوعة فى منشآتها المختلفة لتدريب العاملين فيها ، ومن يفد اليها للعمل . فمثلا فى الترسانة البحرية فى بور فؤاد ، وجميع الورش التابعة لها ، وكذلك ورش الهيئة فى بورسعيد والاسماعيلية ، والسويس يتدرب مئات من الطلبة والعمال على استخدام الآلات الحديثة المستعملة فى الصناعات الثقيلة والدقيقة . ولذلك فقد تزايد عدد الطلبة وهم من خريجى معاهد التأهيل المهنى ، ومدارس الصناعات . وكذلك بعض خريجى الجامعات والمعاهد العليا .

٣ ــ الأمن الصناعى :

وتهتم الهيئة بتحقيق الأمن الصناعى لتأمين سلامة العامل وحمايته من أخطار اصابات العمل واضرار المهنة . ولهذا فقد قامت بدراسات عن حوادث العمل وتحليلها ومعرفة أسبابها ، وعمل الاحصاءات الدقيقة عن الاصابات المختلفة . والكشف على أجهزة الوقاية بصفة دائمة ونشر الوعى الوقائى بين العمال ، ونتيجة لهذا فقد انخفضت نسبة الاصابات فى عام ١٩٦٣ عن العام السابق له .

٤ ــ الاسكان :

ويتمتع الاسكان فى الهيئة بنصيب مناسب . فان الهيئة تدرك تماما أن راحة العامل فى منزلة تنعكس على عمله ولذلك فقد رصدت خلال عام ١٩٦٣ ميزانية للاسكان فى الاسماعيلية بلغت قيمتها ٢١٢٨٨٤ جنيه لانشاء ٨ عمارات سكنية . وقد تمت منها ثلاث عمارات تحتوى على ٤٨ وحدة سكنية وسلمت لأفراد الهيئة وينتظر الانتهاء من الباقى فى وقت قريب . وفى بورسعيد وضع حجر الأساس للمركز السكنى الذى سينشأ على مساحة قدرها ١٤٠٠ متر مربع ، ويحتوى على ٢٨ وحدة سكنية ، بخلاف مجمع فى الدور الأرضى يضم جمعية استهلاكية تعاونية وجراج لخدمة السيارات .

أما فى بورتوفيق فقد تم وضع مشروع لانشاء عمارتين بهما ٣٦ وحدة سكنية .

٥ ــ النوادى :

ويبلغ عدد النوادى التابعة للهيئة ٢١ ناديا موزعة على مدن القناة ، يؤمها أفراد الهيئة ومنها شواطىء الاستحمام والتجديف والشراع ونوادى الفروسية والجولف والتنس وكرة القدم ، وقد فاز فريقها بكأس مصر هذا العام كما بدأت أفواج أعضاء الهيئة فى استغلال مصيف مرسى مطروح الذى أنشأته هيئة قناة السويس لأفرادها ليقضوا فيه أجازتهم . وقد أنشىء هذا المصيف على أحدث طراز وروعى فى تصميمه الراحة التامة ، وتوفرت له المواصلات ووسائل الترفية والتسلية ، كذلك يجرى العمل فى انشاء المركز الثقافى والاجتماعى فى مدينة الاسماعيلية الذى سيهيىء للعاملين فى الهيئة جميع الوسائل التى تعينهم على الاطلاع والبحث . وسيضم المركز متحفا للآثار ومكتبة ضخمة ، وصالتين للسينما وعدة صالات للألعاب . كما أقامت الهيئة سباق القناة الناجح ، الذى اشترك فيه السباحون العالميون والذى رصدت له جوائز من الرئيس جمال عبد الناصر والمهندس محمود يونس رئيس هيئة القناة فى ذلك الحين .

٦ ـ الرعاية الصحية :

ان هيئة قناة السويس توفر للعاملين فيها رعاية صحية كاملة ، مستشفى الهيئة فى الاسماعيلية يعتبر من أرقى المستشفيات واحدثها استعدادا بما يضم من أجهزة وآلات علمية دقيقة ، كما انشأت الهيئة قسما جديدا للأمراض الباطنية . وتقوم الهيئة بانشاء المراكز الطبية فى مدن القناة لخدمة الأفراد فى المناطق التى يعملون فيها ، وتقديم الخدمات الطبية العاجلة لهم . وقد تقرر انشاء مركز طبى جديد فى بورفؤاد يضم عيادات للأمراض الباطنية والأنف والأذن والحنجرة وأمراض النساء والعيون والأسنان علاوة على قسم التحاليل الطبية وستلحق بالمركز صيدلية لصرف الدواء بالمجان للعاملين فى الهيئة .

نتيجة حتمية

وكان من نتيجة هذه الرعاية الممتازة للعاملين فى هيئة قناة السويس ان ارتفع مستوى العمل فى الهيئة حتى أصبحت فى الصورة المشرفة التى هى عليها الآن .. هذا وقد بلغ عدد العاملين فى الهيئة ٩٧٧٦ فردا ، علاوة على مستخدميها من مختلف الجنسيات ففيها مثلا ..

٣٢ موظفا و ٢٧٨ عاملا يونانى الجنسية .

١٣ موظفا و ٤ عمال يوغسلافى الجنسية .

٩ موظفا روسيا .

١٠ موظفين بولنديين .

كما يعمل فيها ايطاليون والمان ، وسودانيون ، ولبنانيون ، وأسبانيون ، وأمريكيون ، وفلسطينيون ، وتونسيون ، وايرانيون ، وسويسريون ، ونرويجيون .

خارج الحدود

ان أعمال هيئة قناة السويس لاتقف داخل حدود جمهوريتنا ـ فلكفاءتها العظيمة فى عبور السفن واقامة المنشآت الضخمة فى داخل بلادنا ، مما اكسبها سمعة طيبة فى الميدان الدولى . عهد اليها بأعمال خارج البلاد ، أهمها :

تطهير ميناء كوناكرى بغينيا :

وقد قامت الكراكة العربية « رمسيس » التابعة للهيئة فى عام ١٩٦٣ برفع أكثر من مليون متر مكعب من قاع مدخل ميناء كوناكرى بغينيا لتعميق الممر الملاحى المؤدى الى الميناء وتعتبر هذه المرة الأولى التى تتولى فيها احدى الهيئات العربية تنفيذ مشروع كبير فى احدى الدول الافريقية . وقد رست المناقصة العالمية على الهيئة لتقدمها بأقل الأسعار بين مجموعة من الشركات العالمية الكبرى المتخصصة فى ذلك النوع من انواع المقاولات . ومما هو جدير بالذكر أن الهيئة قد انجزت هذه العملية فى زمن يقل عن الوقت المحدد لانهائها .

تطهير ميناء الشويخ بالكويت :

وقد قامت الكراكة العربية « خفرع » التابعة للهيئة بتعميق هذا الميناء بناء على مناقصة عالمية كانت دولة الكويت قد اعلنت عنها بين كبرى الشركات الأوروبية والأمريكية المتخصصة . وقد رست المناقصة على الهيئة ، ومازال العمل جاريا فى تعميق الميناء .

اما أعمال التطهير والانشاءات فى داخل البلاد ، فقد قامت الهيئة بتنفيذ المشروعات الآتية :

انشاء ميناء أبو زنيمة :

على البحر الأحمر لحساب شركة سيناء للمنجنيز ، وقد تم تنفيذه فعلا لتصدير خام المنجنيز .

انشاء ميناء برينس على البحر الأحمر :

تتولى هيئة القناة تنفيذه حاليا وهو يقع على بعد حوالى الف كيلو متر جنوبى السويس .

تطهير الممر الملاحى المؤدى الى ميناء الاسكندرية :

وتعميق الميناء نفسها . وقد اتمت الهيئة فعلا تنفيذ ذلك المشروع حيث رفعت اكثر من مليون متر مكعب من البوغاز ومن أمام الأرصفة .

*** الاشتراك فى تنفيذ مشروع الترسانة البحرية بالاسكندرية :**

وهو لحساب الهيئة العامة للتصنيع وقد عهد الى هيئة قناة السويس بنقل أكثر من مايون متر مكعب من الرمل بواسطة الكراكات من قاع البحر ، وذلك لاستخدامها فى ردم منطقة تبلغ مساحتها حوالى ٢٠٠ الف متر مربع لاقامة منشآت الترسانة الجديدة عليها :

آخر أخبار الهيئة

وفى مجال المشروعات ، وعمليات التطهير نسوق آخر أخبار الهيئة :

وقعت ٣ اتفاقيات بين هيئة قناة السويس ووزارة الحربية تقوم بمقتضاها الهيئة بالأعمال الآتية لحساب مصلحة الموانى والمنائر .

* **تطهير ميناء مرسى مطروح والممر الملاحى المؤدى اليها :**

تبلغ مكعبات التطهير نحو نصف مليون متر مكعب بحيث يستطيع الميناء بعد الانتهاء استقبال السفن الكبيرة للقيام بعمليات الشحن والتفريغ العادية وبالأخص شحن الملح ، وكذلك سفن الركاب السياحية .

* **تطهير وتعميق ميناء السويس وميناء البترول الى عمق تسعة امتار :**

وتبلغ مكعبات التطهير حوالى ٧٠٠ الف متر مكعب وبعد الانتهاء من المشروع يمكن للسفن التجارية الكبيرة الدخول الى ميناء السويس لأول مرة .

* **بناء ونش عائم بترسانة هيئة قناة السويس ببور فؤاد :**

وتبلغ قوة رفعه ٦٠ طنا وسوف يستعمل هذا الونش بميناء الاسكندرية لزيادة كفاءة الميناء ومقدرتها التصريفية والمساهمة فى عمليات الانقاذ والانتشال .

الغاطس حتى ٣٧ قدم (٢٨ر١١ متر)

	العرض بالقدم حتى	١٠٤	١١٠	١١٦	١٢٢	١٢٨	١٣٤
	نسبة الزيادة فى الرسوم	—	١ ٪	٢ ٪	٣ ٪	٤ ٪	٥ ٪
الرسم بالقرش	للسفن المشحونة	٣٠ر٤٣	٧٣ر٤٣	١٧ر٤٤	٦٠ر٤٤	٠٣ر٤٥	٤٧ر٤٥
	للسفن الفارغة	٧٤ر١٩	٩٤ر١٩	١٣ر٢٠	٣٣ر٢٠	٥٣ر٢٠	٧٣ر٢٠

الغاطس حتى ٣٨ قدم (٥٨ر١١ متر)

	العرض بالقدم حتى	١٠٧	١١٣	١١٩	١٢٥	١٣١	١٣٧
	نسبة الزيادة للغاطس	٢ ٪	٢ ٪	٢ ٪	٢ ٪	٢ ٪	٢ ٪
	نسبة الزيادة للعرض	—	١ ٪	٢ ٪	٣ ٪	٤ ٪	٥ ٪
الرسم بالقرش	للسفن المشحونة	١٧ر٤٤	٦٠ر٤٤	٠٣ر٤٥	٤٧ر٤٥	٩٠ر٤٥	٣٣ر٤٦
	للسفن الفارغة	١٣ر٢٠	٣٣ر٢٠	٥٣ر٢٠	٧٣ر٢٠	٩٢ر٢٠	١٢ر٢١

* **بناء لنش كبير للانقاذ :**

بشركة التمساح لبناء السفن ببحيرة التمساح وهى احدى الشركات التابعة للهيئة .

* **اصلاح الحوض الجاف الصغير :**

الموجود حاليا بمنطقة الترسانة بميناء الاسكندرية وتحسينه بحيث يسمح باصلاح الوحدات البحرية المتوسطة ، وتقدر تكاليفه بمبلغ ٢٠٠ ألف جنيه .

* **بناء حوض عائم قوة رفعه ٥٠٠٠ طن :**

وتبلغ تكاليفه ٦٣٦ ألف جنيه . ويبلغ طوله ١١٥ مترا ، وعرضه من الخارج ٢٥ مترا ومن الداخل ١٨ مترا وسوف يسلم فى خلال ٢٢ شهرا .

تتولى هيئة القناة عمل الدراسات والأبحاث اللازمة لتخطيط مدخل ميناء دمياط الجديد الذى استقر الرأى على تنفيذه فى الخطة الخمسية الثانية . وسيقوم معمل الأبحاث الخاص بالهيئة بالقيام بهذه الدراسات .

رسوم المرور

ان هيئة قناة السويس قد تحملت مبالغ طائلة فى سبيل تحسين حالة الملاحة فى القناة ولما كان غاطس القناة لا يسمح بمرور سفن معينة يتناسب غاطسها مع غاطس القناة ، ورغبة فى تسهيل الملاحة أمام البواخر ذات الغاطس الكبير . فقد قامت الهيئة بتنفيذ مشروع ناصر الذى تحدثنا عنه فى أول الموضوع بمرحلتيه الأولى والثانية . وقد رات الهيئة أن ترفع رسوم العبور فى القناة بعد أن زاد غاطسها ، لأن هذا المشروع فى صالح السفن وعلى الأخص ذات الغاطس الكبير واصبحت زيادة هذه الرسوم تبعا للنسب السابقة .

واعتبارا من منتصف ليلة ٣٠ يونيو / ١ يوليو ١٩٦٤ أى من الساعة صفر يوم ١ يوليو ١٩٦٤ طبقت تعريفة رسوم المرور (الملاحة) المخفضة المخصصة للسفن الفارغة مضافا اليها ٥ ٪ (خمسة فى المائة) على ناقلات الزيوت التى تحمل نفايات ومخلفات من شحنتها لا تزيد كميتها عن ١ ٪ (فى المائة) عن الحمولة القصوى للناقلة .

أرقام من الهيئة

ان الصورة السريعة التى قدمناها لك عن مرفق من أعظم مرافق بلادنا ، تحتاج الى بعض الأرقام . ونحن لا نستطيع أن نقدم لك كل أرقام الهيئة . ان الأرقام فيها من الضخامة بحيث لا يمكن أن يتحملها موضوع صغير مثل هذا — ان مجالها كتاب ضخم ، أما اذا أردنا تلخيصها ، فيمكن أن نقول ...

* ان عدد السفن التى عبرت القناة خلال عام ١٩٦٤ هو ١٩و٩٤٣ سفينة .
* ان الحمولة الصافية للسفن التى عبرت ٢٢٧ مليون و ٩٩١ ألف طن .
* ان ايراد القناة بلغت ٧٧ مليون و ٦٩٧ الف جنيه .
* ان زيادة فى عدد السفن عن عام ١٩٦٤ هو ٧٩٧ سفينة .
* ان زيادة الايرادات بلغت ٦ مليون و ٤٠٣ ألف جنيه .
* بلغت أجور العاملين فى الهيئة لعام ١٩٦٤/٦٣ — ٤ مليون و ٨٦٥ ألف جنيه .
* القناة تعطى الدخل القومى ٥٠ مليون جنيه .
* وفرت القناة من العملة الصعبة خلال عام ١٩٦٤/٦٣ حوالى ٦٦ مليون جنيه .

سؤال ... وجواب

سؤال .. ما هو أثر قناة السويس فى الاقتصاد العالمى ؟

جواب .. ان قناة السويس هى أقصر طريق ملاحى بين شرق الكرة الأرضية ، وغربها . وأكثرها . اقتصادا لأنها تجنب السفن الدوران حول قارة افريقية . وكانت قبل حفر القناة تضطر الى المرور حول رأس الرجاء الصالح فى اقصى جنوب افريقيا . وتتراوح نسبة الوفر فى المسافة بين ١٧ ٪ ، ٥٩ ٪ ونسبة الوفر فى الوقود بين ٥٠ ٪ ، ٧٠ ٪ تبعا لحمولة السفينة وسرعتها واتجاهها . كما انها تقع فى منطقة امان ملاحى حيث تقل نسبة الحوادث الملاحية فى البحرين الأبيض والأحمر عنها فى المحيط الأطلسى ، وخاصة عند سواحل افريقيا .

كما تعتبر قناة السويس أعظم مقياس للتطور الاقتصادى العالمى ، وخاصة لدول أوربا ، اذ ان البضائع التى تعبر القناة تمثل نسبة كبيرة من التجارة بين الشرق والغرب .

واخيرا ...

أن هذا الشريان العظيم الذى يجرى فى أرضنا العربية هو رمز لكفاحنا الطويل ، ورمز لانتصارنا وقوتنا . وان ما حققته هيئة قناة السويس خلال الأعوام القليلة الماضية ، منذ التأميم حتى الآن ، ليعتبر قمة النصر فعلا ، ومع ذلك فنحن فى انتظار المزيد من النصر .

Since the draught of the Canal does not permit the passage of ships with a draught un-proportionate with that of the Canal and in a desire to facilitate navigation for ships with a big draught the Auhtority has carried out Nasser project deferred to at the beginning of this article. The Authority has considered it advisable to raise the passage dues (toll) as a result of this increase in draught. The Project is particularly in the interest of ships with big draught and also in the interest of ships with ordinary draught.

As from midnight of June 30/July 1, 1964 that is, from zero hour July 1, 1964 the reduced traffic fees for ballast ships plus 5% (five per cent) in respect of oil tankers carrying residue not exceeding 1% (one per cent) of the maximum tonnage of the oil tanker.

Authority Figures: The quick picture we have given here of one of the greatest resource in our country needs some figures.

We cannot of course give here all the Authority's figures which are too many to be mentioned here in detail. Some of these figures are : —

— The number of ships which transited the Canal in 1964 was 19.943.

— The total net tonnage of ships which transited the Canal was 227,991,000 tons.

— The Canal's revenues amounted to L.E. 77.697,000

— The number of ships which transited the Canal in 1964 showed an increase of 797 ships over 1963.

— Increase in revenues amounted to L.E. 6.403,000.

— Total wages of the Authority's personnel in 1963/1964 amounted to L.E.4,895,000

— The Canal gives L.E.50 million to the National Income.

— The Canal has saved about L.E.66 million worth of convertible currency in 1963/64.

Question...and Answer what : is the effect of the Suez Canal on World economy ?

The Suez Canal is the shortest navigable route between the Eastern and Westrn Hemispheres and is the most economic because there is no need for ships to go round the Canal ships had to pass near the Cape of Good Hope at the southern most part of Africa. The saving in distances ranges between 17% and 59% and in fuel between 50% and 70% in accordance with the tonnage of ships, speed and destination.

Moreover, the Suez Canal lies in a Zone of safe navigation because the Proportion of navigational accidents in Red Sea and the Mediterranean Sea is less than in the Atlantic Ocean Particularly near the African coasts.

The Suez Canal is also considered the most important criterion of international economic development particularly in respect of European countries because the goods passing through the Canal represent a large proportion of trade between East and West

Last but not least, this great waterway running through our Arab territories is a symbol of our long struggle, victory and strenght. What has been achieved by the Suez Canal Authority during the last few years since its nationalisation up to now is actually the summit of victory, And yet we expect more victories.

***

kilometeres to the south of Suez.

Dredging the navigable passage leading to Alexandria Port

It was carried out by the Authority in addition to the deepening of the harbour itself. More than one million cubic meters were dredged from the harbour and from the front of wharfs and quays.

Participation in the Execution of the Shipbuilding Yard in Alexandria.

This project is being carried out for the General Industrialisation Authority by the Suez Canal Authority. This project entails the dreging of more than a million cubic metres of sand from the bottom of the sea by dredgers to be used in filling in an area of about 200,000 square metres on which to establish the new Shipbuilding yard.

Latest News of the Authority

The latest news include the following project to be executed by the Suez Canal Authority for the Ports & Lighthouses Administration.

Dredging of Mersa Matruh Port and the navigable passage leading to it.

The volume of dredged materials amounts to half a million cubic meters. This will enable the Port to receive large ships for ordinary loading and unloading, particularly the consignment of salt also receive tourist ships.

Dredging and Deepening Suez and Petroleum Ports

These Ports are to be dredged to a depth of nine metres. These volume of matrials to be dredged amounts to 700,000 cubic metres. When the project is completed merchant ships can for the first time enter Suez Port.

Establishment of a Floating Crane.

A floating crane is to be constructed in the shipbuilding yard of the Suez Canal Authority in Port Fuad. Its lifting capacity amounts to 60 tons. This crane will be used in Alexandria Port to increase its efficientcy and to enable it to take part in rescue and salvage operations.

Building a large Salvage tug for rescue work, in the Timsah Shipbuilding Company in Lake Timsah. This Company is affiliated to the Suez Canal Authority.

Construct a floating dock with a lifting capacity of 5,000 tons. Its cost is estimated at L.E.626,000. The dock will be 115 metres long and 25 metres wide from outside and 18 metres wide from inside It will be compieted in 22 months.

The Suez Canal Authority is undertaking the necessary studies and researches for planning the entrance of the new Damietta Port which is to be carried out within the framework of the second five-year plan These studies and researchs will be made by the Authority's Research Laboratory.

Canal Dues

The Suez Canal Authority has paid huge amaunts of money for the sake of the improvement of navigation through the Canal.

The increase in dues is in the following Proportions

Drauught up to 37 Feet (11.28 metres)

Width in feet up to :	104	110	116	122	128	134
Proportion of increase	—	1%	2%	3%	4%	5%
	Canal Dues P.T.					
Loaded ships	43.30	43.73	44.17	44.60	45.03	45.47
Empty ships (ballast)	19.74	19.94	20.13	20.33	20.53	20.73
	Draught up to 38 feet (11.58 metres)					
Width in feet up to :	107	113	119	125	131	137
Proportion of increase (Draught)	2%	2%	2%	2%	2%	2%
Proportion of increase (Width)	—	1%	2%	3%	4%	5%
	Canal Dues P.T.					
Loaded Ships	44.17	44.60	45.03	45.47	45.90	46.33
Ballast Ships	20.13	20.33	20.53	20.73	20.92	21.12

Authority is 21 distributed in the Canal cities. They include bathing beaches, rowing and sailing in addition to horse riding, golf, tenns and football grounds. The Authority's team won the cup this year. Groups of the Authority's members of the staff have begun to use the Mersa Matruh summer resort established by the Suez Canal Authority for its personnel to spend their holidays. This summer resort has been established on most modern lines. In drawing up its plan and specification it was taken into consideration that it should be perfectly comfortable and should include all amenities, and facilities as regards means of transport and residence. The setting up of a cultural and social centre in Ismailia is now under way. This centre will embody all means whereby the Authority's personnel can increase their general knowledge. It will also embody a museum. a large library, two cinema halls and other halls for sports.

The Authority also organizes a Canal race. It was extremely successful and international swimmers took part in it. Prizes were offered by President Gamal Abdel Nasser and Engineer Mahmoud Yunis, Chairman of the Suez Canal Authority and awarded to winners.

6) Health Care

The Suez Canal Authority ensures full healt care and attention for its personnel The Authority's hospital in Ismailia is one of the best and most modern hospitals and equipped with all the necessary surgical and scientific instruments of the best quality. The Hospital includes a section for the treatmet of internal diseases. Medical Centres are now being set up by the Authority in cities and towns in the Canal area for the service of its personnel.

It has been decided to establish a new medical centre in Port Fuad. It will comprise clinics for the treatment of internal diseases, nose, ears and throats, women diseases, eyes, and teeth in addition to medical analyses. The centre will also include a pharmacy for providing the Authority's personnel with medicines free of charges.

Unevitable Result

As an unevitable result of this distinguished health care and attention the standard of efficiency of its worekrs has risen considerably. The number of workers reached 9776.

This figure does not represent all workers and employees. There are also workers of different nationalities. For instance. there are : — ... ... ;?

32 officials and 278 workers of Greek nationality.

13 officials and 4 workers of Yugoslave nationality.

9 Russian officials.

10 Polish officials.

There are also Italian, German. Sudanese, Lebanese, Spanish, American, Palestinian, Tunisian, Swiss and Norwegian officials and workers.

Outside the Frontiers

The activities of the Suez Canal Authority are not limited to the U.A.R. territory. They extend to outside its borders on account of the good reputation enjoyed by it in the intrnational sphere, Its important works outside the U.A.R.'s borders include :

Dredging Conakry Port in Guinea

The U.A.R. dredger«Ramses» belonging to the Suez Canal Authority dredged in 1963 more than one million cubic metres from the bottom of the entrance of Conakry Port in Guinea in order to deepen the navigable passage leading to the Port. This was the first time that any U.A.R. body executed a large project in any African country The tender of the Authority for the execution of this project was the lowest bid recceived from a group of large international companies specialised in this kind of enterprises.

Dredging of Shuwaikh Port in Kuwait

The U.A.R. Dredger «Chephren» belonging to the Suez Canal Authority carried out the project of deepening this Port following an international adjudication announced by Kuwait in which large specialised European and American companies participated. The Authority's tender was accepted being the lowest bid.

Work on deepning this port is in progress

As regards dredging and other enterprises inside the country carried out by the Authority, they are : —

The establishment of Abu Zeineima Port

This port on the Red Sea was established for the Sinai Manganese Company for the export of manganese ores.

Barnis Port on the Red Sea.

It is now being established by the Suez Canal Authority. It lies at a distance of 1,000

takes the operation of re-floting sinking vessels and repairing them.

—The Canal Naval Repairs Company. It carries out quick repairs to floating units and ships of large size. It also undertakes the salvage of sinking ships.

—The Port Said Engineering Works. It undertakes the repair of high seas ships whether Arab or foreign as well the repair of radar and electric compasses as well as all the other electronic apparautuses of ships. refigerating and soldering sets. It also constructs petroleum tanks and pipelines and carries out underwater repairs. ......

—The Canal Ropes Factory. It represents an important stage of the application of socialism because its funds are taken from the members of the staff of the Suez Canal Authority amounting to one million pounds.

The Timsah Shipbuilding Company. It undertakes the building and repairing of auxiliary ships. It has built five tugs of 1,600 Horse Power each, six tugs of 330 Horse Power, four barges and 60,000 kilogrammes of gable roof for the High Dam.

—The Canaltex Company. It undertakes the production of all kinds of floors (phynel) and their derivatives of wall tiles. ship flooring, etc.

The Canal Ship Mooring Company. It ties and unities ships from the moment the ship enters the Canal and accompanies it during its passage through the waterway. ....

—The Al Ahram Electric Bulbs Factory. It produces electric bulbs of variouspowers from 5 to 500 watt and from 12 to 250 volts. It also produces ice to cover the needs of Ismailia Governorate.

Workers... First

Workers in the Suez Canal Authorty enjoy great and various privileges, Following is a picture of these privileges.

1) The Scientific Society.

It was established by the Authority for its workers in order to give an opportunity to all of them to improve their talents in all fields of scientific research, A large number of lectures were delivered at the Society. These lectures indicate the benefits to be derived by workers. ...

2) Vocational Training and Raising the Standard of Efficiency

The Suez Canal Authority is taking interest in raising the standard of proficiency of its workers. Hence it set up various sections in its different establishments for training its workers and those willing to work with it. For instance hundreds of students and workers are trained in the Shipbuilding yard in Port Said and all the workshops attached to it as well as in all the Authority's workshops modern machines used in heavy and light industries. The number of such students. who are graduates of the vocational training institutes industrial schools and some graduates of universities and higher instutions is steadily increasing.

3) Industrial Security

The Authority is taking interest in industrial safety to ensure the safety of the worker and protect him against the danger of work accidents and harm of the profession. It has made studies on work accident to find out their reasons. Moreover, it compiles accurate statistics of the various accidents, exercises strict control regularly over the protection apparatuses and develops the awareness of workers. As a result of this the proporition of accidents fell in 1963 from what it was in the preceding year.

4) Housing. ...

Housing has a reasonable share. The Authority is fully alive to the fact that the comfort of the worker at his home is reflected on his work. This is why the appropriation for the 1963 housing budget in Ismailia amounted to L.E.212.,784 for the establishment of eight house-tenements. Three of them comprising 48 housing units have been completed and handed over to the Authority's workers. The remaining five are expected to be completed shortly. In Port Said the foundation stone of the housing centre covering an area of 1,400 square metres was laid. It comprises 28 housing units exclusive of the ground floor embodying a cooperative consumer society and a garage for motor.

In Port Tewfik a plan has been drawn up for the establishment of two buildings comprising 26 housing units.

5) Clubs

The number of clubs belonging to the

the south of the present bridge. It is 107 metres longer and three metres wider than the old one. These new dimensions allow increasing the width of the new navigable channel from 96 to 148 metres and increasing the wet section not only to 1,850 square metres as it is at present but to 2.100 square metres to allow for future widening.

5 — Port Said Shipbuilding Yard.

This shipbuilding yard was established in 1960 and has become one of the bulwarks of industry in our country. The shipbuilding yard started by building the s.s. «Suez Canal» followed by a group of ships of a tonnage of 3,200 tons each. They are «El Giza», «Assyout», «El Arish» and «Zagazig». The ships «El Fayoum» 4,000 ton D.W. and «Aswan» 6.000 ton D.W. were launched on December 23, 1964 by President Gamal Abdel Nasser, who also graciously welded the first keel of a new ship of a tonnage of 6,000 tons. They were all made in the Shipbuilding Yard. This remarkable and astonishing result of building five ships within three years is considered a starting point for the building of ships of greater tonnage. Three Pharaonic boats were also built in the yard for use for tourrist purposes in the United Arab Republic. They are of the type of the historic «solar boats». The yard has also concluded contracts for the building of seven other ships. The Yard also undertakes repairs to ships.

6 — Nasser Dry Dock.

The Nasser Dry Dock allows the building of two ships of a tonnage of 6,000 tons each at one and the same time. The Dry Dock is 150 meters long and 44 meteres wide. Its cost amounted to more than L.E. 500,000 It is equipped with two cranes of a lifting capacity of 40 tons each. It is closed by a huge gate of a weight of 250 tons. 43.6 meters long and 3.8 metres wide and 5.8 metres high, so as to with-hold sea water behind it. When opened the sea water enters inside the Dry Dock for the launching of ships.

7 — The Suez Shipbuilding Yard.

It was recently established and has not yet been completed. Despit this it has carried out some construction works entrusted to it. In 1963, it built three river buses for the Cairo Governorate and are now employed on the River Nile. The new Suez shipbuilding yard is about to be completed. It will in cooperation with Port Said Shipbuilding Yard perform the important role of shipbuilding and repair work.

8 — Research Centre.

The Research Centre undertakes all research work required by the Authority whether for the navigable channel of the Canal or in its Ports. The Centre has studied several Problems the most important of which are :

1) To fix the power demanded for moving ships in the Canal axis.
2) To study the various hydraulic manifestations resulting from the passage of ships in the direction parallel to the Canal axis.
3) Studies have also been made on the passage of ships with a draught of 38 feet (the new draught for the Canal).

These are not all the studies of the Centre. It has set up two recorders for measuring waves along the western break-water of Port Said Port and recording such measurements. The Ministry of Scientific Research has also entrusted to the Authority the task of studying the problem of Ashtom el Gamil harbour which is blocked by sea sand every year, The Authority has set up a laboratory for soil mechanics and foundations and another for testing materials. It has also established a signalling Mast for ships at a cost of about L.E. 600,000. A new printing press has also been established to cover the Authority's needs of various publications. The Printing Press is equipped with most modern machines for printing, photography and zincography.

Other Works :

The Authority's activities are not limited to its own needs. It has extended them to other parsts of the Republic and even outside the United Arab Republic. In the internal field the Authority exercises supervision over the following Companies : —

1) The Canal Naval Construction Company. It undertakes the Planning and building of small vessels as well as the maintenance of such vessels whether they belong to the Authority or other companies. It also under-

UPSURGE

This, of course, is not all the dificiencies of the Company before its nationalisation. We only cast a cursory glance at its past. The present interests us more than what happened in the past. We have before us eight years during which we must explain what has happened after the Suez Canal was nationalized and placed under the charge of a man who has devoted all his time and unremitting energy to the improvement of this important waterway.

Let us review the great achievements so far accomplished and which are all still under way.

1 — Widening and Deepening the Waterway.

Time : The last Victory Day—December 23, 1964.

Port Said is a torch in the celebrations of the Victory Day.

The Commander and Hero of the Battle. President Gamal Abdel Nasser attended the celebrations.

Work was going on for the execution of the project of widening and deepening the waterway. Until this date the draught was 37 feet, that is, the draught will be increased by one foot. This increase is the second stage of Nasser project the cost of which reached L.E. 40 million. As regards the dredging operations, the quantities extracted in the second stage in the course of the widening and deepening operations amounted to more then 10 million cubic meters. Three huge dredgers took part in these operations. They were :

— Ramses which extracted from Port Said port about 2,250,000 cubic meters.

— Tohotmes which dredged about 2,500,000 cubic meters.

— «September 15» which dredged about 2,500,000 cubic meters.

Several other dredgers took part in these operations. The total quantities dredged amounted to about 1,500.000 cubic meters.

In the Ismailia district comprising the navigable channel between Kantara and the Great Bitter Lakes other dredgers took part in the dredging. The quantity dredged amounted to about 1,5000.000 cubic meters.

In the Suez district the quantity of earth and sand dredged by the Authority's dredgers amounted to about 2,000,000 Cubic metres.

2 — Port Said Port.

Port said is considered one of the most important Ports in the world. It receives more than 50 of the huge ships transiting the Canal. This is why the Authority has drawn up a plan to increase its efficiency and capacity. The nationalised Company had neglected this Port and left in it six islands which stood as an obstacle in the way of the improvement of navigation. The Authority decided to remove these islands and to allocate some dredging units for this purpose. It began this work in 1961. Two of these islands and a large part of a third island have been removed. The volume of earth and sand to be dredged amounts to about nine million cubic metres. The Authority makes use of the spoil resulting from the dredging to fill in an area of Port Fuad shore facing the Mediterranean Sea to increase the area of the site of the Shipbuilding Yard and also to gain land from the Sea on which to construct a new free industrial and commercial port. An area of 600,000 square metres has been filled in. Works on the new Port also include :

1) The construction of deep wharfs and quays of a length of about 1500 metres.

2) The construction of shallow wharfs and quays of a length of about 1000 metres.

This is in addition to stores, quays, wharfs and cranes required for the use of a free port.

3.—New Berths for Ships.

In view of the improvement projects it was necessary to modify the berths of ships and increase their number. So it was decided to change the length of 27 berths so that the length of each of them would range between 190 to 325 metres. It was also decided to set up 16 new berths capable of receiving huge oil tankers.

4.—Ferdan Bridge.

The Ferdan Bridge is one of the gigantic projects carred out by the Authority. The existing bridge was constructed after the Second World War to the north of Ismailia at kilo 86. The navigable channel was not more than 96 meters wide for the passage of ships. It was decided to demolish it work on the construction on the bridge began in 1963. It lies at a distance of 150 metres to

THE SUEZ CANAL

Between Glory.. and war.
The Canal's revenue amounts to L.E. 77,697,000
The Canal contributes more than L.E. 50 million to our National Income International projects are executed by the Canal.

The story of the Suez Canal is a long one.
It is a story about glory,
and about great sacrifices.
It is a story about arms and battle.
and about victory..
And last but not least it is a story that brings back old memories.

It is a story about glory because we have achieved what ancient peoples could not realise. The Iranians, Ptolemies, Romans and Arabs made attempts and each attempt has a story behaind it.

It is a story about great sacrifices made since 1859 when the Canal was dug until 1956 when victory was achieved. In 1859 thousands of martyrs lost their lives in the course of digging the Canal. They are our grandfathers those who dug the water-way with their hands and sweat. In the course of years other thousands of martyrs fell because they demanded our rights up to 1956—the year of nationalization and of the Suez battle when other thousands of martyrs fell for the sake of the restoration of rights and for the sake of safeguarding Egyptian territory.

It is a story about arms and war because we waged the Suez war for the sake of our Canal. We entered an unequal war—one developing country against countries considered to be of the first class plus a stooge viz a gang of vagabonds in Israel. Despite unequality we set a high example still fresh in the memory of the entire world, we achieved victory, thanks to our heroic and far-sighted leader in whom the whole nation has boundless confidence. With the nation following him we enter every battle fully confident of winning it.

It is a story about victory. We won the battle of defiance when foreign employees, engineers and pilots withdrew and we also emerged victorious when the aggressor entered our land in a desire to occupy it again.

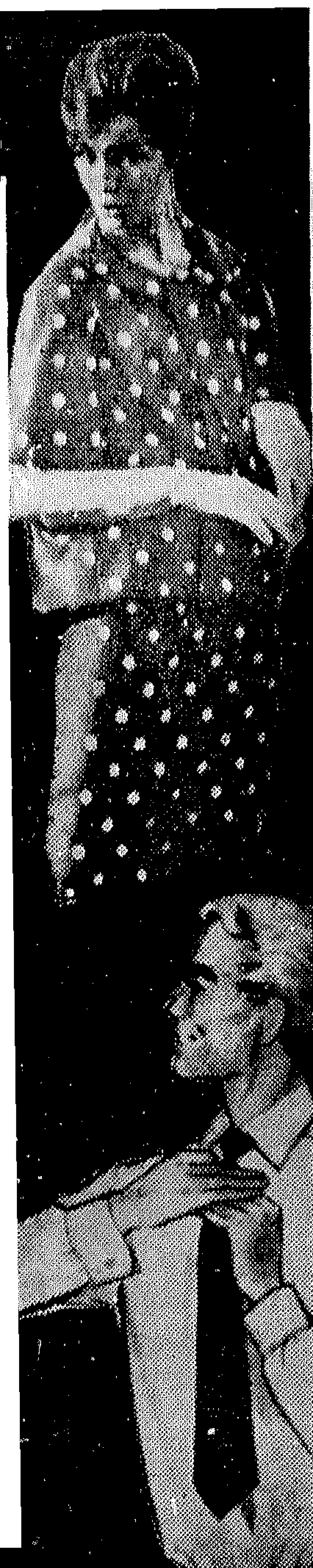
Last but not least. it is a story about memories and reminiscence.

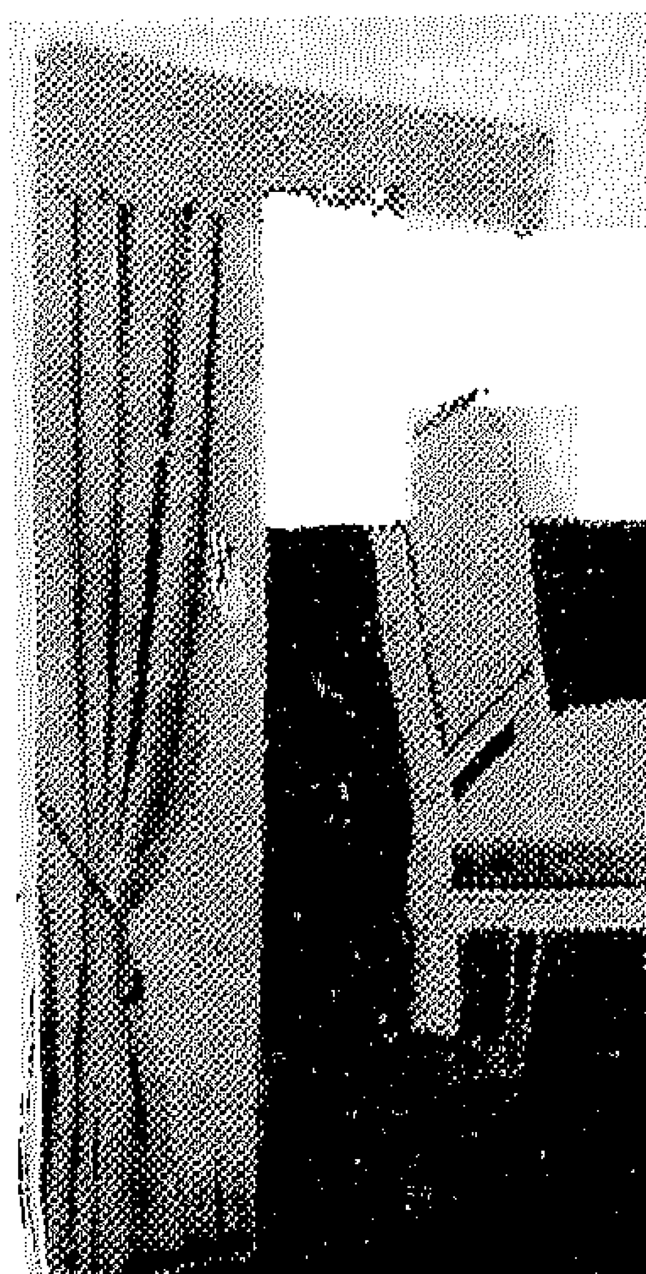
The memories of the Suez Canal are long and historical. The story of the Suez Canal is part of our modern history. to imperialism the Suez Canal represented the centre of gravity to such a point that the English people would have preferred to loose England itself rather than lose the Suez Canal. To them the waterway was the goose which layed the golden eggs.

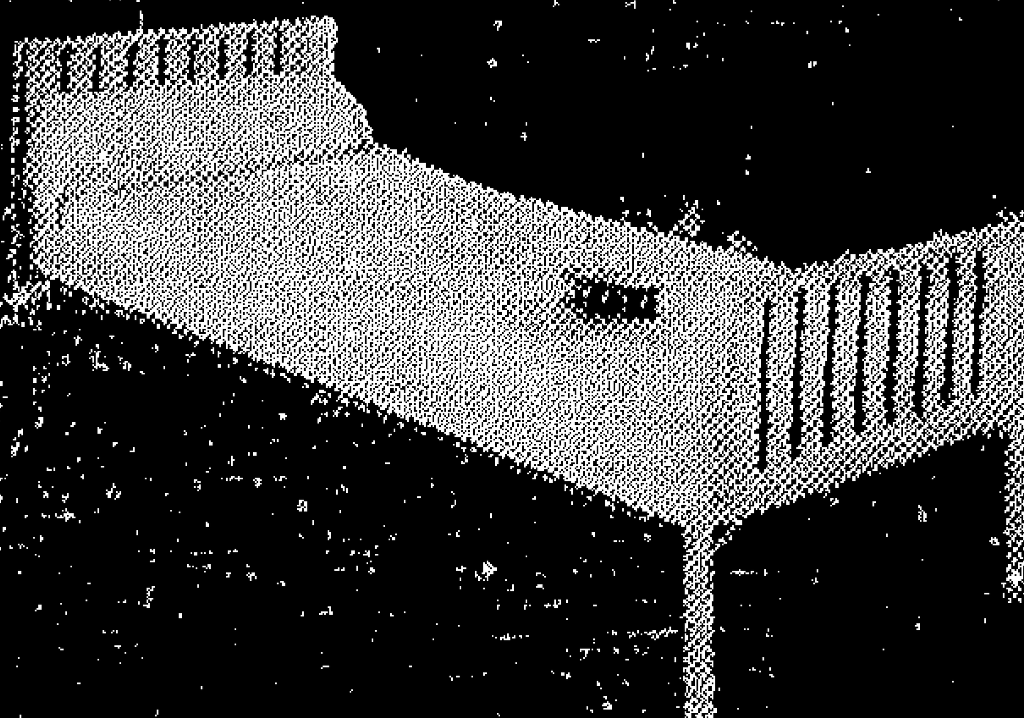
Reminiscence does not make us forget the present. It is true we have learned a lot from our past. But we live a brilliant present characterised by action and construction for the sake of a batter future. Nor can reminiscence and memories of past events make us forget to look forward to the future which holds what is more interesting than memories. For there exist in the future refeshing and encouraging hopes and great prosperity. In the light of the present and future we envisage the Suez Canal, the dearest part of our homeland and the emblem of our victory. greatness unflinching determination and inflexible resolution. Although we consider the High Dam as the greatest of our achievements in our modern history the fact remains that the Suez Canal is another Dam built by us before the High Dam. We have nationalised the Suez Canal for the sake. of the High Dam and we have won it for the sake of our future.

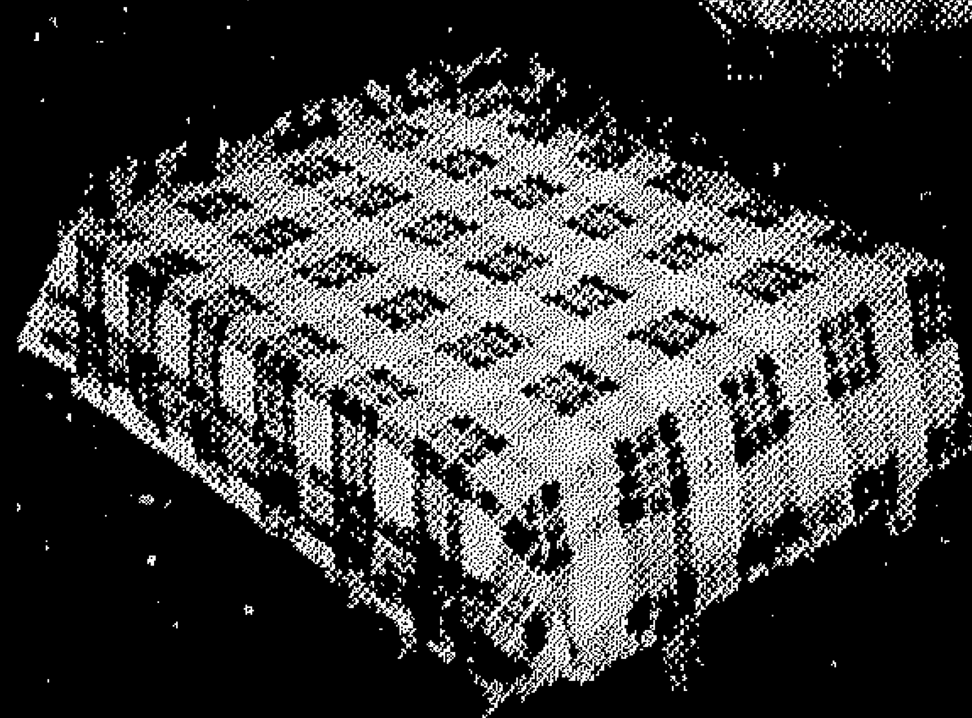
A HALT PRIOR TO UPSURGE

Before talking about the Suez Canal as it is in the present, we consider it our duty to pause for a moment to recall its past and to point out that more than sixteen imperialistic and monopolistic companies had each a delegate, a representative or a director in the Suez Caunal Company. This Company used to receive 71 per cent of the Canal's net profit amounting to about L.E.16 million annually. It was also discovered that on the nationalisation of the waterway the nationalised Company had not carried out the necessary maintenance work and improvement so much so that navigation through the Suez Canal had become very dangerous.









A MONOPOLY WHICH TURNED OUT TO BE A STRONGHOLD FOR SOCIALISM. STORY OF THE LARGEST ARABCONCERN FOR PACKAGING AND HIGH LITHOGRAPHY.

A SUM OF £. 62052, IN THE FORM OF PROFITS, WAS EARMARKED FOR LABOURERS OF MOHARREM PRESS IN 1963/1964.

Moharrem Press is the first Firm to follow, in text and spirit, the stipulations of the National Charter in regard to production ... employment.. social services health scheme ...

How Moharrem Press contributed to acquire hard currencies for the Treasury ?

We shall try to give, in brief, the true story of the largest packaging Company in the U.A.R. namely Moharrem Press., a name which has acquired so far a worldwide fame for its production of Corrugated-Cardboard boxes, playing-cards, gummed-paper, cigarette filter-tips and last, but not least.. high lithography ....

It is an avowed fact that the success achieved by the Public Sector, which comprises the Egyptian General Organization for Chemical Industries, is mainly attributed to the wise and preplanned economic policy followed by the said Public Sector within the scope of our Social policy.

Moharrem Press, which makes part of the Egyptian Organization for Chemical Industries, is an example.

As a matter of fact, this Company is actually giving her shart in the pressent economic and industrial resurrection of our Country.

Our reporter recently paid a visit to Moharrem Press, at Nouzha, Alexandria, to see on the spot the extent of progress achieved by the said Firm. ....

He was met by Mr. Abdel Moneim Taher, Chairman and Managing-Director of the Company, a young man in his fourties, full of enthusiasm and zealousness, who put under our eyes a true and convincing portrait of the success and development of the Company he is leading. ... ...

He told us that the Société Commerciale d'Egypte S.A.E. (which is now known as Société Industrielle Moharrem Press) was established in May 1885. ....

Moharrem Press proper, a Limited Liability Concern, was founded in 1937 on a very small scale.

In 1962, the two Companies were merged under the style. ....

"Société Industrielle Moharrem Press S.A.A." which is one of the Companies led by the Egyptian General Organization for Chemical Industries.

The Capital of Moharrem Press, which amounted, in 1937, to £ 11000, was gradually and constantly increased to reach £ 809369.

The Company was fully nationalized since the promulgation of Law No. 72 of 1963.

According to Mr. Taher, Moharrem Press produces the following items :

— Corrugated Cardboard boxes
— Gummed Paper
— High Lithography and printed packaging stuff
— Playing-cards ....
— Cigarette Filter-tips.

Speaking in figures, we give hereunder a comparative list showing the progress, not to say the leap, of production and employment since 1960/61 :-

	1960/61	1963/64	1946/65
production	£ 1064044	£ 2792998	1513 Labousers
manpower	764 Labourers	1317 labourers	£ 361,955
wages	£ 1311231	£ 324230	£ 3,024,842
Sales	£ 1311231	£ 2794748	

Tackling the social and welfare side, the Managing-Director of Moharrem Press modestly and simply aserted that Moharrem Press was, and still is, between the leading Firms in this field, specially since the putting in force of the Social Laws of 1961, the Company has doubled the efforts to raise the technical standard of the labourers and administrative Staff, delegating some of them to acquire more technical and practical knowhow.

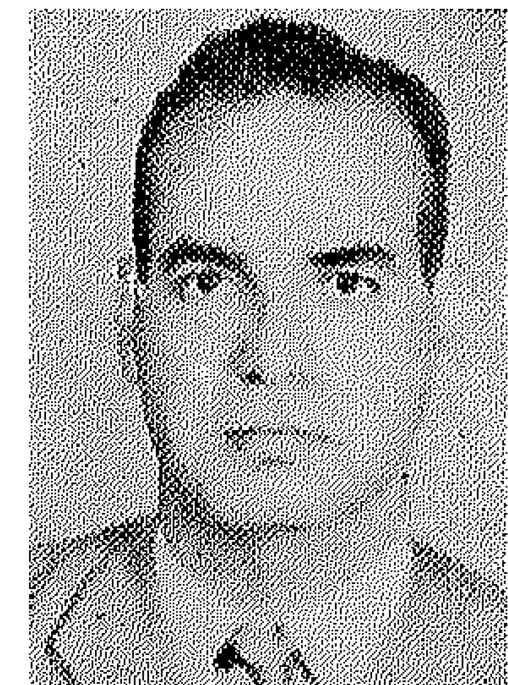
On the social side, the Company has spared no effort to raise the standard of the labourers, putting at their disposal all sorts of facilities and assistance to practice their favourite sports and social, as well as recreation acctivities, and in short, the Management of Moharrem Press has a deep-seated conviction that a labourer on their premises is to be treated as a member of a loving and understanding family ...

This is, at last, a very concise report on a flourishing industry which speaks for itself, and indicates the extent of progress attained by the Arab industry in this new era.



Dr. MOHAMED MAHMOUD EL-ADWY NESSEF

— B. Sc. Civil Eng. — 1955 — Cairo Univ.
— Lecturer, Faculty of Eng. — Cairo University.
— High Diploma Civil Eng — 1958 — Cairo Univ.
— M. Sc. Structural Eng. — 1958 — Cairo Univ.
— Ph. D. Structure Eng. — 1961 — Cairo Univ.



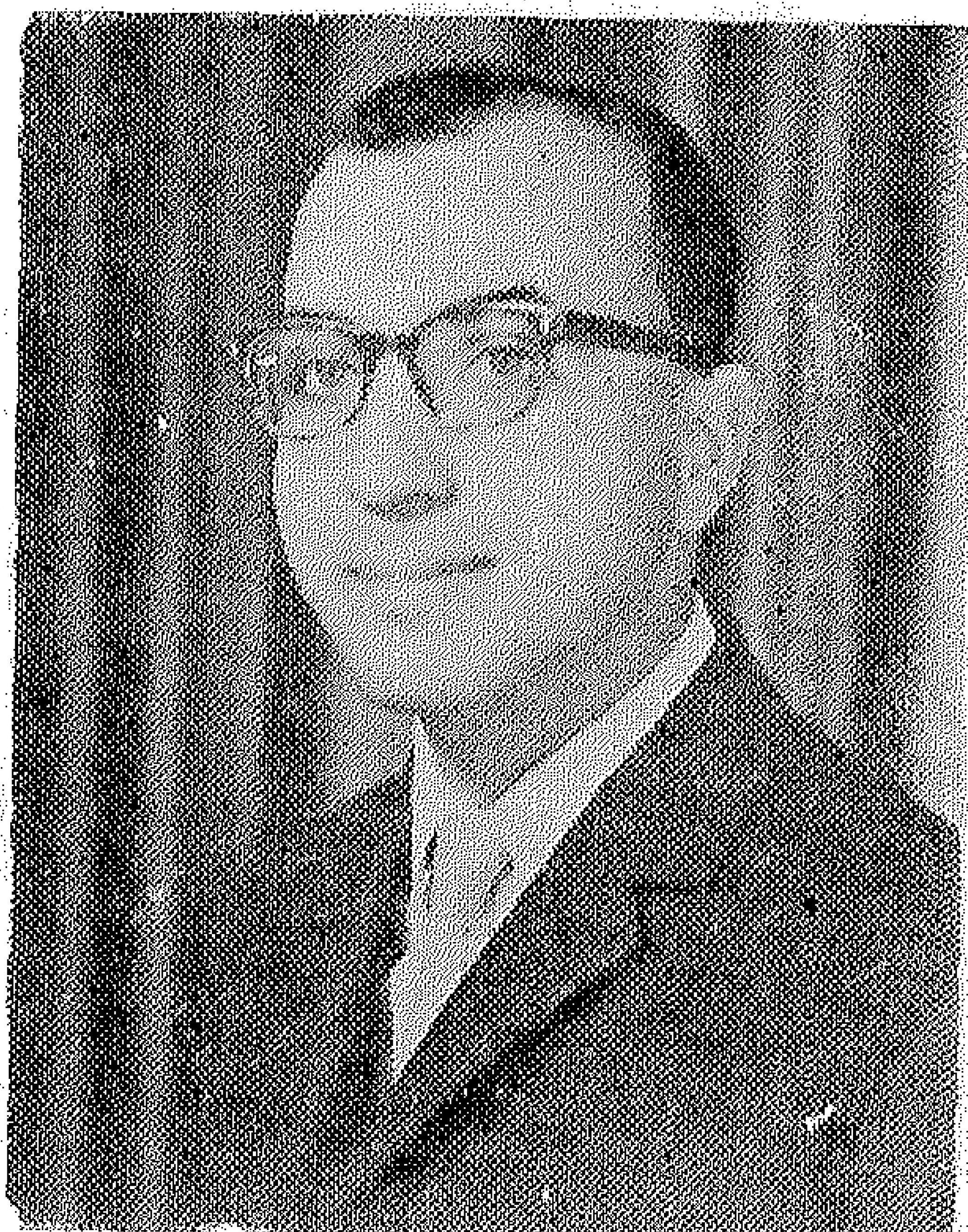
Dr. HASSAN M. EMAM

— B.S., Civil Eng. Cairo Univ., 1958.
— Ph. D., Electro- Mechancs Mining Institute, Moscow Feb., 1963.
— Lecturer of Structural Eng., Cairo Univ.



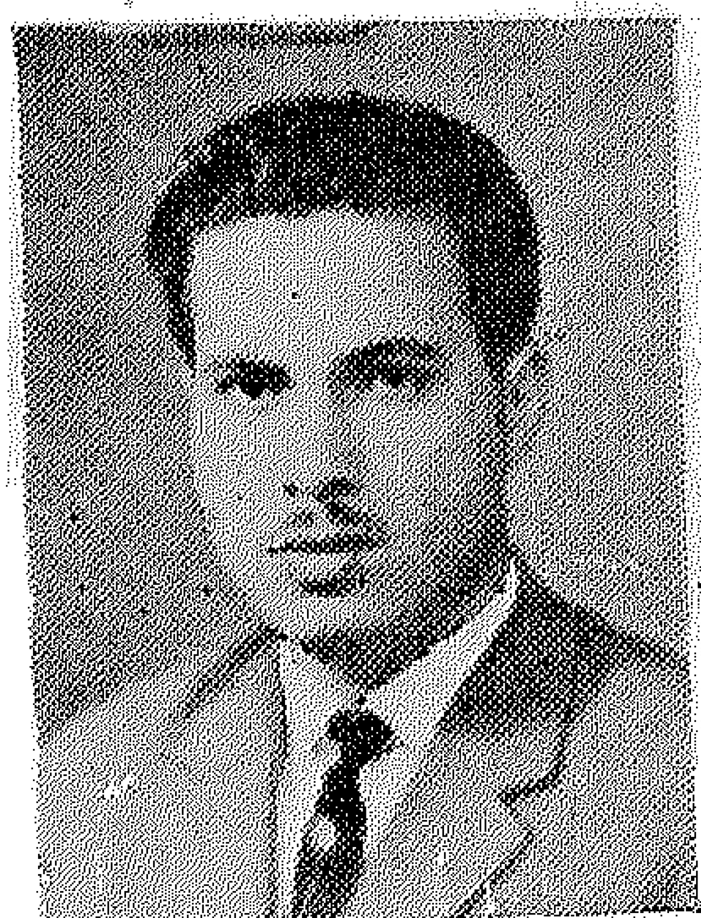
Dr. ING. KAMAL HASSAN

— B.S., Civil Engineering, July 1955
— Dr. Ing. Tech. Hoch. Darmstadt Feb. 1962.
— Lecturer of structural Eng. Air shams Univ.



Dr. AHMED K. NOOR

— B.S. (Hon.), Civil Eng., July 1958.
— Ph. D, Structural Mechanics Univ. of Jllinis, July.
— Lecturer of Structural Enginering Cairo Univ.



Dr. HASSAN ATEF ABDEL-WAHAB

— B.S. (Hon.) Civil Eng., Cairo Univ., July 1953.
— M.S., Struct. Eng., Cairo Univ., 1957.
— Dr. Eng. Hoch. Hannover, 1964.
— Lecturer of Structural Eng., Assiut Univ.



Dr. ING. MICHEAL A. SARGIOS

— B.S.C Civil Engineering, Cairo University — July 1951.
— Diploma of Higher Studier in Struct. Eng. Cairo Univ., July 1956.
— Dr. Ing, Tech. Hoch. hschule stuttgart, Germay, 1960.
— Presently on Leave of Absence in Kuwait.

$$\sigma_z = \frac{P}{F}$$

equations (8) and (10) give ;

$$B_1 \eta_1'' = -P\,\eta_1 + P\,a\,x\,\phi_0$$

$$B_2\,\varepsilon_1'' = -P\,\varepsilon_0 - P\,a\,y\phi\,, \qquad (11)$$

$$C\left(\phi_1'' - \frac{l^2}{a_1^2}\phi_1''''\right) = a_y\,P\varepsilon_0'' - a\chi P\,\eta_0'' + P i_p^2 \phi_0''$$

where $i_p^2 = \frac{I_p}{F}$

For simply supported beams $\eta = \varepsilon = \varphi = O$ at the supports), the solution can be obtained as follows ;

put $\eta = \eta_n \sin\frac{n\pi x}{l}$, $P_\eta = \frac{\pi^2 B_1}{L^2}$, and $n = 1$.

$\varepsilon = \varepsilon_n \sin\frac{n\pi x}{l}$, $P_\varepsilon = \frac{\pi^2 B_2}{l^2}$. and $a = 1$

$\varphi = \varphi_m \sin\frac{n\pi v}{l}$, $P_\varphi = \frac{C}{i_p^2}\left(1 + \frac{\pi^2}{a^2}\right)$

in equations (11). The following equation of the 3rd order will be obtained

$$(P_\varphi - P)\, i_p^2 = \frac{P^2 a^2 y}{P_\varepsilon - P} + \frac{P^2 a^2 x}{F_\eta - P}$$

The smallest root of this equation is the critical load Pcr. Generally $P_{cr} < P_\varepsilon$ specially for thin members (Fig. 5). In the plastic range, the critical stress can be calculated using an equivalent slenderness ratio $\lambda_{id} = \pi\sqrt{\frac{E}{6_{cr\,.\,el}}}$ from the curve of the buckling stresses.

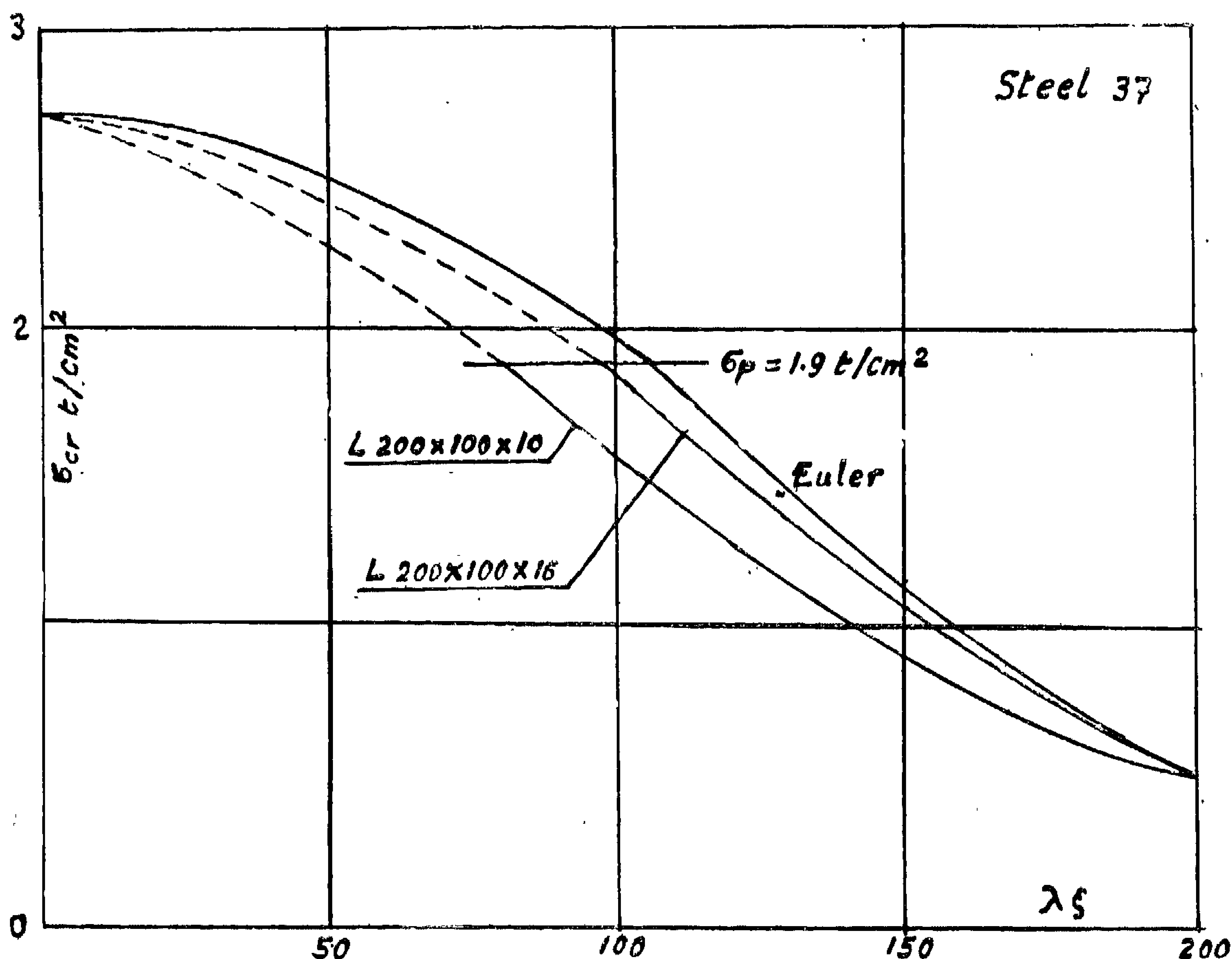
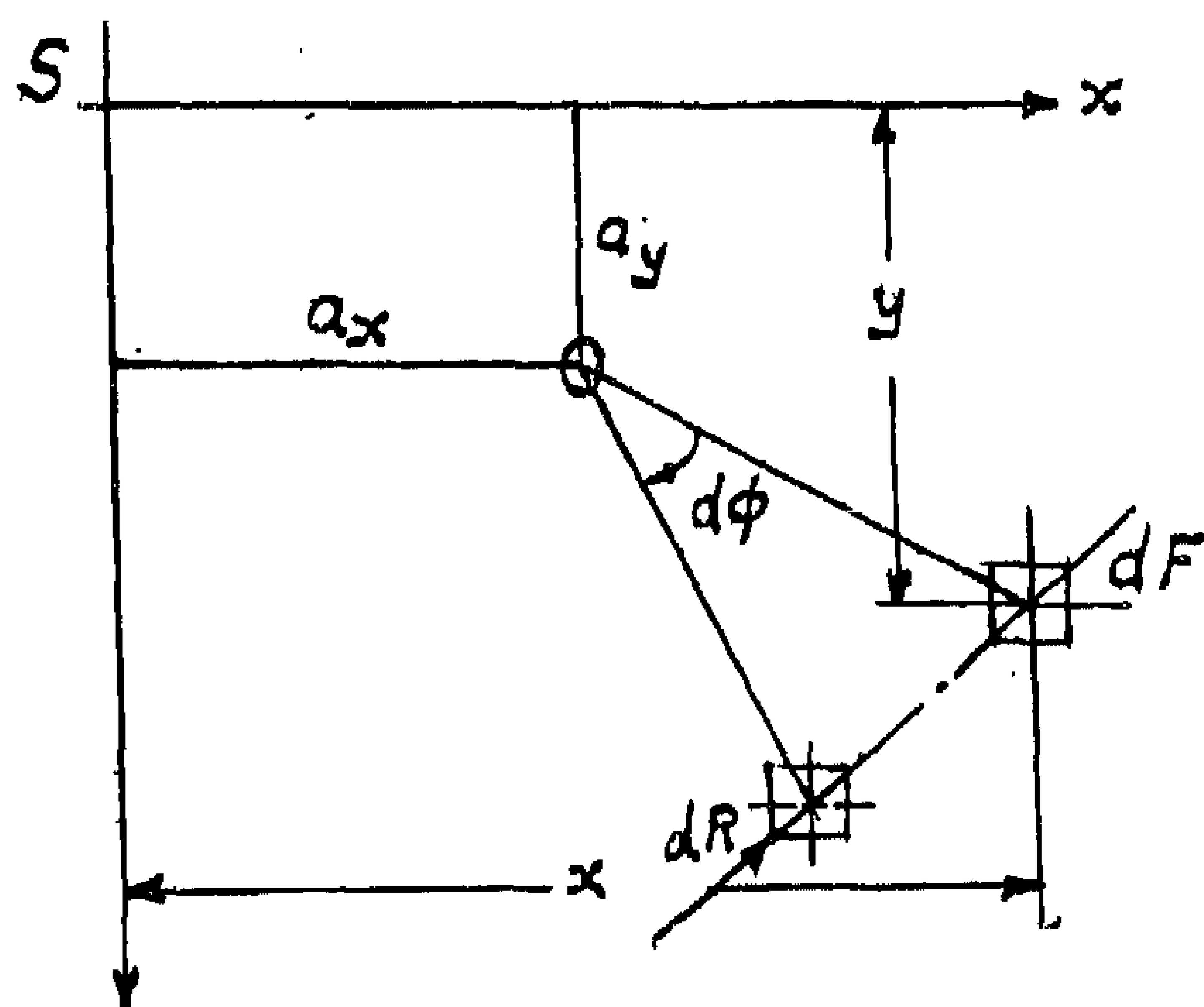


Fig. 5



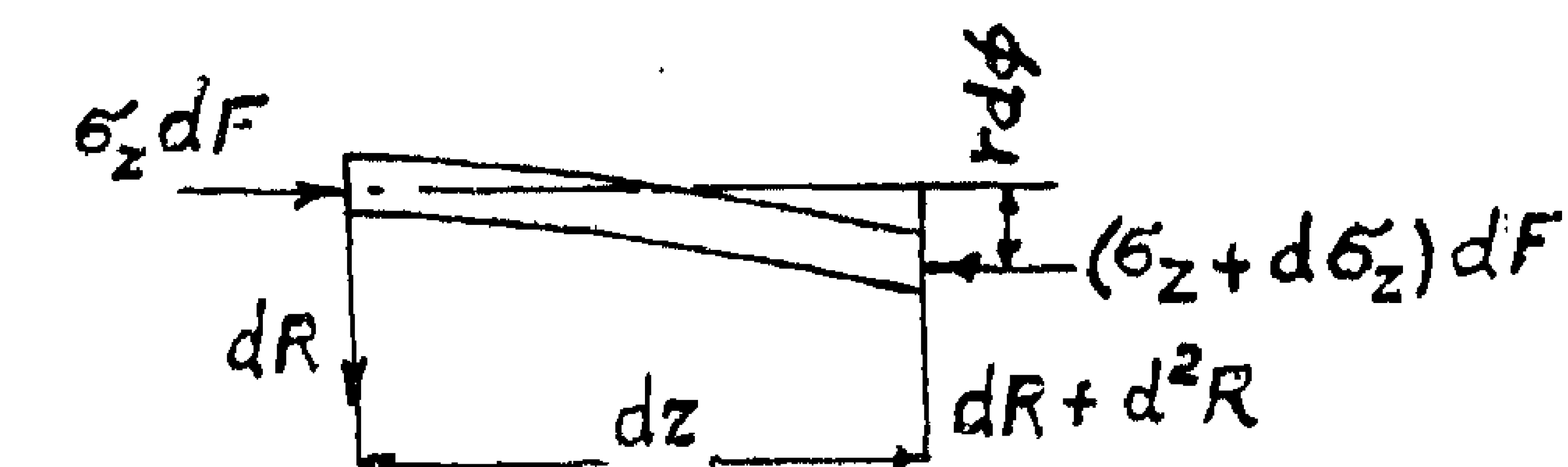


Fig. 4

$$dP_y = -\phi''\sigma_z \, dF \, (x - a_x)$$

$$P_{y\phi} = \varphi'' \int^F (x - a_x) \, \sigma_z \, dF \quad \ldots (7)$$

$$dT' = dm_d = \frac{d}{dZ}(\sigma_z \, dF \, r^2),$$

$$m_d\varphi = \frac{d}{dZ}\left(\varphi' \int^F \sigma_z \, r^2 dF\right)$$

adding (5, 6 and 7), the general case of deformation is given by : —

$$P_x = \varepsilon'' \int^F \sigma_z \, dF - \varphi'' \int^F (y - a_y) \, \sigma_z \, dF$$

$$P_y = \eta'' \int^F \sigma_z \, dF + \varphi'' \int^F (x - a_x) \sigma_z \, dF$$

$$m_d = -\varepsilon'' \int^F (y - a_y) \sigma_z \, dF + \eta'' \int^F (x - a_x) \sigma_z \, dF + \left(\varphi' \int^F \sigma_z \, r^2 dF\right)' + m_{d\alpha}$$

where $m_{d\alpha}$ is an external torsional moment acting on the section. From equations (8).

$$M_y = -\varepsilon \int^F \sigma_z \, dF + \varphi \int^F (y - a_y) \, \sigma_z \, dF,$$
$$M_x = -\eta \int^F \sigma_z \, dF - \varphi \int^F (x - a_x) \, \sigma_z \, dF \quad \ldots (9)$$

On the other hand the bending theory of beams leads to the following relations.

$$M_x = B_1 \, \eta'' \, . \, P_y = -(B_1 \, \eta'')'',$$

$$M_y = B_2 \, \varepsilon'' \, , \, P_x = -(B_2 \, \varepsilon'')'' , \quad \ldots (10)$$

$$\text{and } m_d = -C\left(\varphi'' - \frac{P^2}{\alpha^2}\varphi''''\right),$$

where $B_1 = EI_x$, $B_2 = EI_y$, $C = GI_d$

and $\alpha^2 = \dfrac{CI^2}{EC_w}$ where C_w is the modulus of warping of the section.

The fundamental equations can be obtained by equating equations (8) and (10). These equations can be solved mathematically for simple cases, In more complicated cases. the solution can be found numerically by assuming initial deformations ε_o, η_o and φ_o in equations (8). Equations (10) give the deformations ; $\varepsilon_1 = \alpha \, \varepsilon_o$, $\eta_1 = \alpha \, \eta_o$ and $\varphi_1 = \alpha\varphi_o$ The condition $\alpha = 1$ gives the critical loading or moments from equations 9).

4 — SPECIAL CASES

4.1 — TORSIONAL BUCKLING :

(a) General sections : —

The deformations ε, η and φ of the girder will be measured from the shear centre «O». In this way it is possible to treat the effect of such deformation component separately.

Let the initial deformations of the beam be ε_0, η_0 and φ_0. These will produce straining actions M_x, M_y and T which will cause

$\varepsilon_1 = \alpha\,\varepsilon_0$ Which, on their turn, will produce
$\eta_1 = \alpha\,\eta_0$ other deformations and so on.
$\varphi_1 = \alpha\,\varphi_0$ (1)

The total deformations of the girder will be :

$$\varepsilon = \varepsilon_0\ (1 + \alpha + \alpha^2 + \ldots\ldots) = \frac{\varepsilon_0}{1-\alpha}$$

$$\eta = \eta_0\ (1 + \alpha + \alpha^2 + \ldots\ldots) = \frac{\eta_0}{1-\alpha}$$

$$\varphi = \varphi_0\ (1 + \alpha + \alpha^2 + \ldots\ldots) = \frac{\varphi_0}{1-\alpha} \quad (2)$$

$[\alpha < 1]$ and $m d_\eta = \eta'' \int^F (x - a_x)\, \sigma_z\, dF$

The critical load will be reached when $\alpha = 1$..(3)

The derivation of the differential equations.

$$\sigma_z = \frac{P}{F} + \frac{M_x}{I_x}\,y + \frac{M_y}{I_y}\,x \quad (\text{comp.} + \text{ve.}) \quad (4)$$

Consider only a horizontal displacement (ε) (Fig. 3)

The curvature in the horizontal direction

$$= \varepsilon'' = \frac{d^2\,\varepsilon}{d\,z^2}$$

$$dP_{x\varepsilon} = \varepsilon''\sigma_z\,dF \qquad \therefore P_{x\varepsilon} = \varepsilon'' \int F \sigma_z\, dF$$

$$dT'_\varepsilon = dmd_\varepsilon = -\,db_{x\varepsilon}\,(y - a_y) \quad (5)$$

$$\therefore m\,d_\varepsilon = -\varepsilon'' \int^F (y - a_y)\, \sigma_z\, dF$$

Similarly for a vertical displacement η ;

$$P_{y\eta} = \eta'' \int^F \sigma_z\, dF \quad (6)$$

If the section rotates an angle $d\varphi$ (Fig. 4) the following relations can be easily obtained ;

$$dR = \sigma_z\, dF\, r\, \frac{d\varphi}{dz} = \sigma_z\, dF\, r\, \varphi'$$

$$d\,\ldots = -\varphi''\sigma_z\, dF\,(y - a_y)'$$

$$\therefore P_x\,\varphi = -\varphi'' \int^F (y - a_y)\, \sigma_z\, dF$$

Fig. 3

They treated only a beam with rectangluar section under simple bending. S. Timoshinko extended this work to the double Symmetrical I section in 1913. Warping of girders with simple symmetrical sections (I beams with different flanges) was solved for the first time by Schwalla[3] 1944.

Compression members may become unstable due to rotation about their axes in addition to the possibility of buckling or overall bending. This problem of torsional buckling wos discussed for the first time by H. Wanger [4] 1929.

The general case of buskling of thin walled beams with open cross sections due to vertical and horizontal deflections accompained by rotation of the section was treated by S. Timoshinko [5] 1945. In the following a simplified method of analysis for this general case of buckling will be given. The special cases of loading and various cross-sections will be treated separately.

3 — THE GENERAL THEORY OF BUCKLING OF THIN WALLED SECTIONS :

(1) Procedure :

Consider a beam with the given cross section (Fig 2) and assume,

S : C.G. of the section,
O : Shear centre of the section,

x,y : Principal axes.

The beam is subjected to double bending (M_x, M_y) as well as an axial force P.

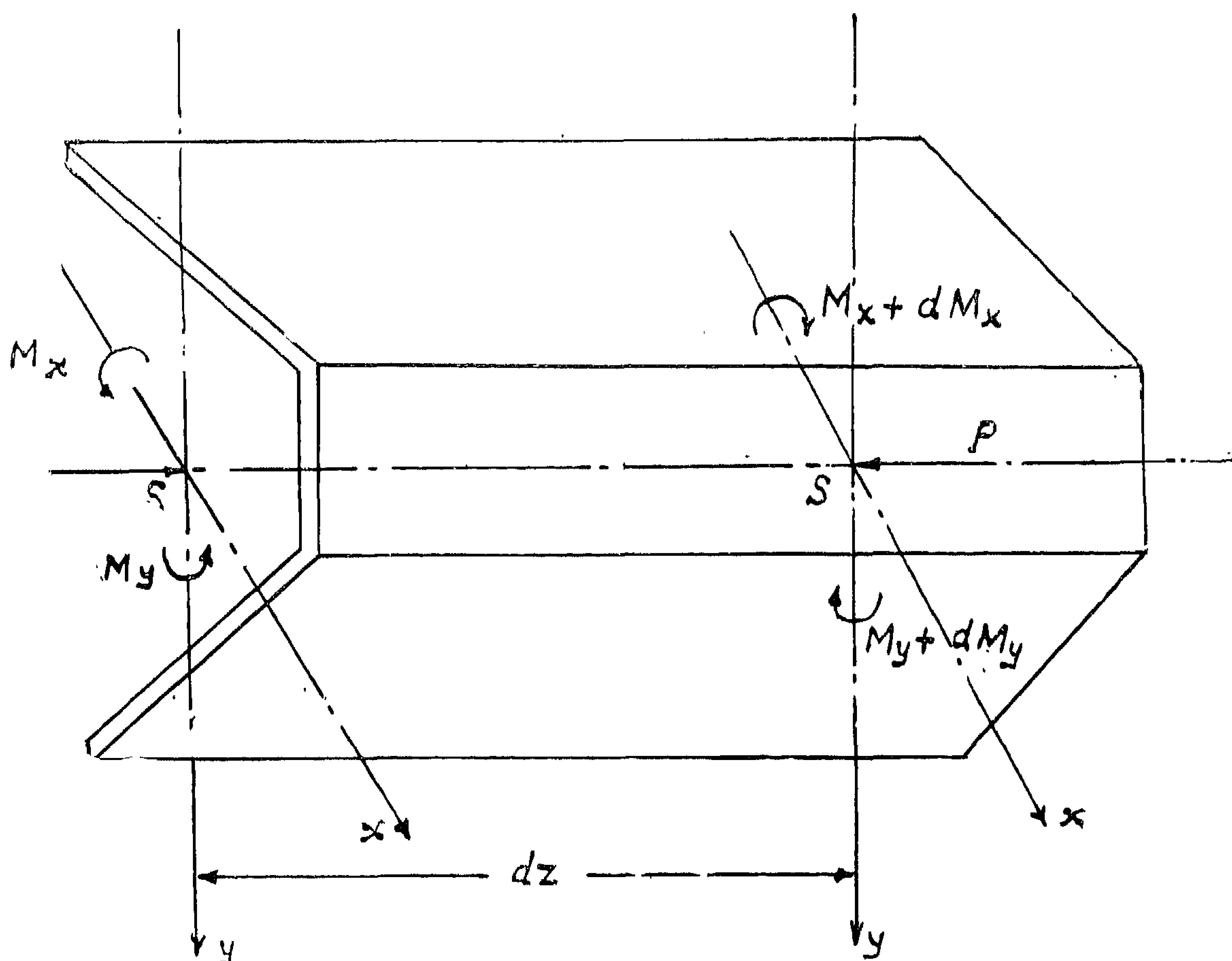


Fig. 2

STABILITY OF THIN WALLED BEAMS

By

Dr. ING. H. ATIF ABDEL WAHAB

1 — INTRODUCTION

In the design of thin walled beams, special problems arise which must be taken into consideration. For example; it is not sufficient to check the stresses in a plate girder. The elastic stability of the girder is of the same importance and must be thoroughly examined. If the girder is not secured against buckling ; Lateral—and torsional buckling ; it becomes unstable. The elastic deformations of the girder increase excessively till it collapses.

The phenomenon of buckling of columns and web plates is well known. This problem is treated to a certain extent in the undergradute courses. Little is said about the lateral and torsional buckling, and the engineer usually satisfies himself by following the recommondations for the constructional details in the E.S.S. This type of buckling is more dangerous than the buckling of web plates *, because it leads to warping of the whole girder till it fails. To determine how far a structure is liable to this danger, and how it can be prevented in an economical way, it is necessary to go deeper into the stability analysis of this problem.

In the following, the problem of warping of girders will be discussed. Warping of girders is the unstable state of a beam subjected to bending moment in such a way that if the load reaches a certain critical value, the beam will start to move sideways and in the same time rotates till it collapses. The danger of warping of a beam due to bending moment (M_x) exists when the lateral stiffness of the beam ($B_2 = E I_y$) is very small compared to its bending stiffness ($B_1 = E I_x$), and this usually is the case in thin-walled beams (Fig. 1).

2) HISTORIC REVIEW

The first trial to solve this problem was made by L. Prandtal and A.G.M. Michell (1)

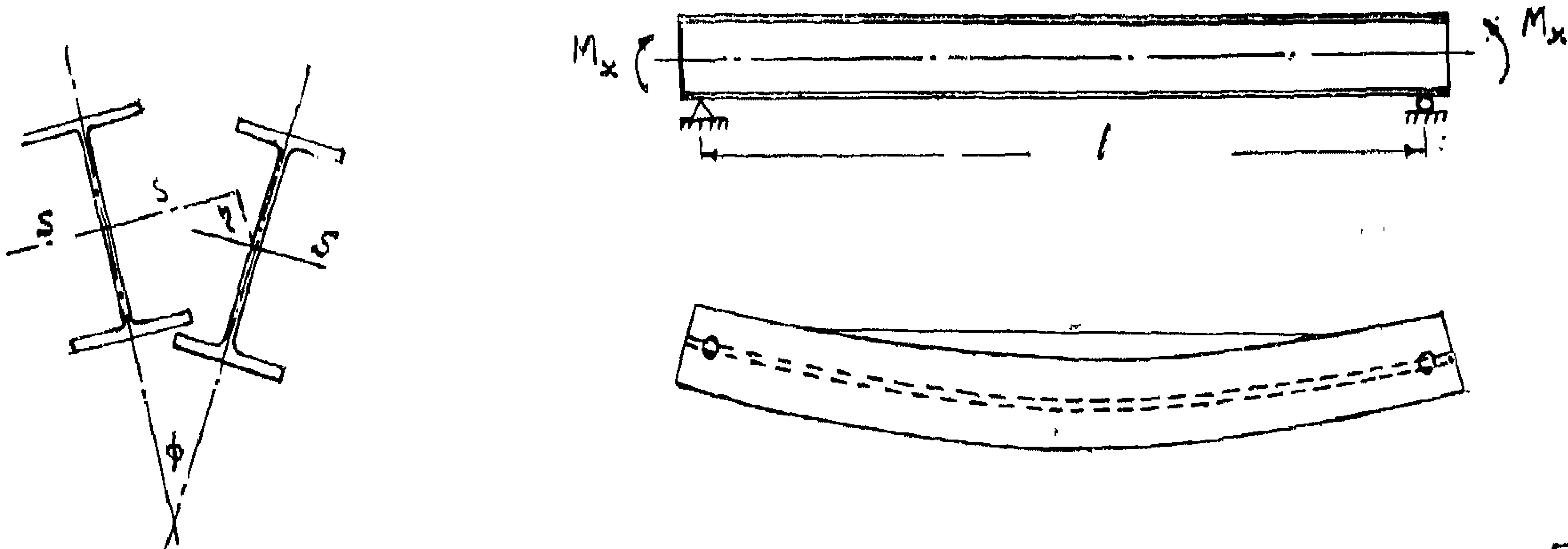


Fig 1

* The factor of safety against web buckling = 1.25 for main loads and 1.35 for main and secondary loads while the factor of safety against lateral and torsional buckling = 1.75 for main loads and = 1.50 for main and secondary loads.

APPENDIX 2

BEHAVIOUR OF SINGLE-BAY SHEDS UNDER UNSYMMETRICAL LOADING

Considering the simplest case of a three frame shed and reffering to Fig. 7,

Let Δ_{a1} = actual horizontal displacement of eave a.

Δ_{b1} = actual horizontal displacement of eave b.

K_{aa} = displacement of eave a due to a unit horizontal load at a.

K_{bb} = displacement of eave b due to a unit horizontal load at b.

K_{ab} = displacement of eave a due to a unit horizontal load at b.

K_{ba} = displacement of eave b due to a unit horizontal load at a.

Regarding the frame,

$$\Delta_{a1} = \Delta_a - K_{aa} P_a + K_{ab} P_b \quad (19)$$
$$\text{and } \Delta_{b1} = \Delta_b - K_{bb} P_b + K_{ba} P_a$$

For symmetrical frames, $K_{aa} = K_{bb} = K_1$

and for linear structures, $K_{ab} = K_{ba} = K_2$

hence equations 19 become,

$$\Delta_{a1} = \Delta_a - K_1 P_a + K_2 P_b \quad (20)$$
$$\text{and } \Delta_{b1} = \Delta_b - K_1 P_b + K_2 P_a$$

Regarding the roof slab,

$$\Delta_{a1} = C_1 \times \frac{P_a}{2} \quad (21)$$
$$\text{nd } \Delta_{b1} = C_1 \times \frac{P_b}{2}$$

Equating equations 20 to equations 21 leads to :

$$P_a = \frac{\Delta_a (1/2\, C_1 + K_1) + \Delta_b K_2}{(1/2\, C_1 + K_1)^2 - K_2^2} \quad (22)$$
$$\text{and } P_b = \frac{\Delta_{b1} (1/2\, C_1 + K_1) + \Delta_a K_2}{(1/2\, C_1 + K_1)^2 - K_2^2}$$

i.e. the restraining forces on the central frame, P_a and Pb, can be determined and the frame designed accordingly.

It those results are oppliod to a symmdrically loaded framc, it is seen that

$$\Delta_a = \Delta_b = \Delta \text{, and } K_1 - K_2 = K$$

Equations 22 then reduce to :

$$P_a = P_b = \frac{\Delta}{K + 1/2\, C_1}$$

which is the same result given by equation

REFERENCES

1.—W.M. El-Dakhakhni, "Ph.D. Thesis, University of Manchester, 1963".

2.—E.R. Bryan and W.M. El-Dakhakhni. "Behaviour of Sheeted portal frame sheds : Theory & Experiments". Proc. Inst. Civ. Engs., Vol. 29, December 1964.

3— E.R.Bryan and W.M.El-Dakhakhni "Shear of thin plates with flexi ble edge members" Proc. Amer. Soc. Civ· Engs., Vol. 90, Augest 1964·

4.—J.R. Benjamine and H.A. Williams. "R.C. Shear wall assemblies". Proc. Amer. Soc. Civ. Engs., Vol. 86, August 41960.

5.—M. Holmes. "Steel framcs with brickwork and concrete infilling". Proc. Inst. Civ. Engs., Vol. 19, August 1961.

6.— E.R. Bryan and W.M.El-Dakhakhni "Model tests on model sheds" To be published.

7.— W. Bates, E.R·Bry an and W.M. EL-Da Kakhni "Full stcal tests on a portal frameshed" The journal of the Inst of Shruc Engs., vol 43 No. 6, June 1965.

Shear Stiffness of a roof panel

The main difficulty left in taking advantage of the stiffening effect of roof is the determination of the shear sriffness and the shear carrying capacity of a panel of the roof slab. This problem is rather complicated and an account of the various factors involved is given in references 3, 4 & 5. It is towaards the satisfactory determination of these factors that work will be directed at Assiut University.

Conclusions

The design method suggested, simple as it is, leads to more economical structures. In addition, the method is based on the actual behaviour of frames in completed sheds, not on that of traditional idealized bare frames. The theory given indicates, and previous laboratory tests6 and field observations(7) confirm, that only for frames which are too stiff or for roof slabs which are too flexible, are the stresses and deflections computed by the ordinary methods of analysis approximately correct. For practical relatively flexible frames, however, stresses and deflections of the structure calculated by these methods are merely fictitions.

This approach, considering the structure as it stands under working loads, marks a new era in the methods of structural analysis. The subject is still young and there are gaps which remain to be filled before the given theory can be confidently used or extended to the design of other types of structures.

APPENDIX 1

BEHAVIOUR OF MULTI-BAY SHEDS SYMMETRICALLY LOADED

a) **Two bay shed**

In a two bay shed, symmetrically loaded the middle eave does not move. The slabs on the inner roof slopes therefore have no effect in stiffening the frame. Only the slabs on the two outer slopes tend to resist spread. The shed can thus be treated in exactly the same way as a single bay shed assuming that K is the displacement of the outer eaves under two opposite horizontal unit loads applied there.

b) **Three frame three-bay shed**

Referring to Fig. 6 and using the same general notation as before,

Δ_{a1} = actual horizontal displacement of eave a.

Δ_{b1} = actual horizontal displacement of eave b.

Δ_a = theoritical horizontal displacement of eave a.

Δ_b = theorical horizontal displacement of eave b.

K_{aa} = displacement of eave a due to two unit horizontal opposite loads at a.

K_{bb} = displacement of eave b due to two unit horizontal opposite loads at b.

K_{ab} = displacement of eave a due to two unit horizontal loads at b.

K_{ba} = displacement of eave b due to two unit horizontal loads at a = Kab.

Regarding the frame,

$$\Delta_{a1} = \Delta_a - K_{aa} P_a - K_{ab} P_b$$

$$\text{and} \quad \Delta_{b1} = \Delta_b - K_{ba} P_a - K_{bb} P_b \qquad (17)$$

and regarding the roof slab,

$$\Delta_{a1} = C_1 \times \frac{P_a}{2}$$

$$\text{and} \quad \Delta_{b1} = 1/2 \; C_1 \times \frac{P_b}{2} \qquad (18)$$

Note the factor 1/2 C_1 arises in the second of equations 18 on account of two roof slapes resisting spread.

Equating equations 17 to equations 18 gives the restraining forces on the central frame, P_a & P_b.

c) **Long multi-bay shed**

The general case of a long multi-bay shed can be treated in the same manner. For a shed with n intermediate frames and 2m degrees of freedom (the number of eaves which displace under theg iven symmetrical loading) mn equations may be obtained to determine the sets of restraining forces on each frame. Such cases are neturally more difficult, but the general treatment is given and it would not be difficult to programme a solution so that specific case, could be solved on an electronic computer,

Example

To illustrate the given theory, a practical example has been worked out. A pitched roof shed, 30 m span x 60 m long with frames at 7.5 m is used as a covered gymnasium. The roof is a reinforced concrete slab 10 cm. thick, and the loading including own weight, weight of slab and live load is assumed 400 kg/m² of covered area.

Figs. 5 (a, b & c) show the bending moment diagrams obtained by conventional moment distribution ; Fig. 5 (a) shows the non-spread moments, Fig. 5 (b) shows the spread moments, and Fig 5 (c) shows the final moments.

Assuming the frame to have a uniform section of 40 x 120 cm. & $E = 200$ t/cm², $K = 0.34$ cm/t., and assuming $C = 0.02$ cm/t, then $r = \frac{C}{K \cos^2 \Theta} = 0.06$ and from design chart b, $m = 0.36$. The final moments taking the stiffening effect of the roof slab into account are, therefore, as shown in fig. 5 (d).

It is noticed that the maximum moment at the eave is not only reduced to about 50% of its previous value, but also the moment at the apex has changed sign. This is of particular importance to reinforced concrete frames as it decides which side of the section, the main reinforcement should be placed.

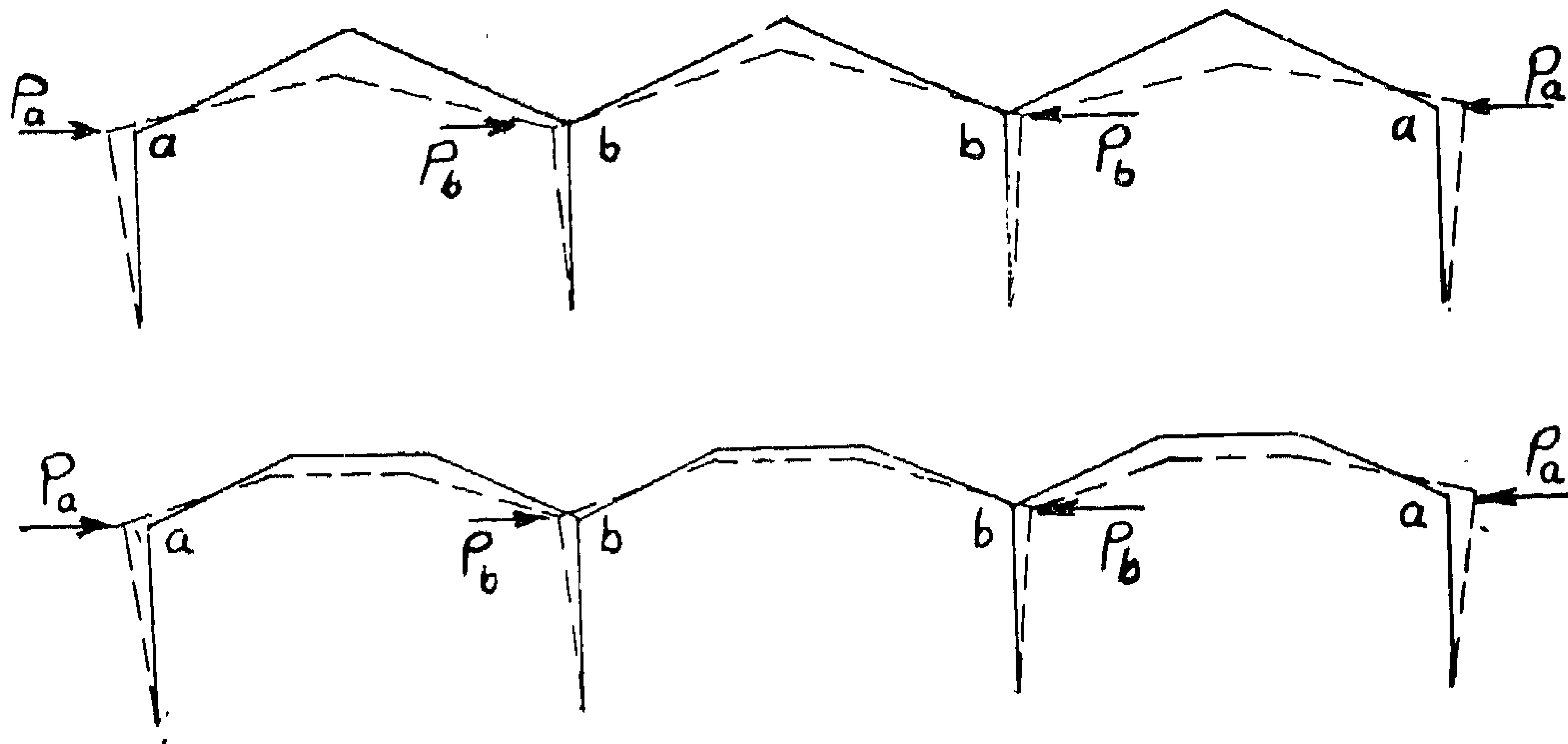


fig. 6. Three bay shed

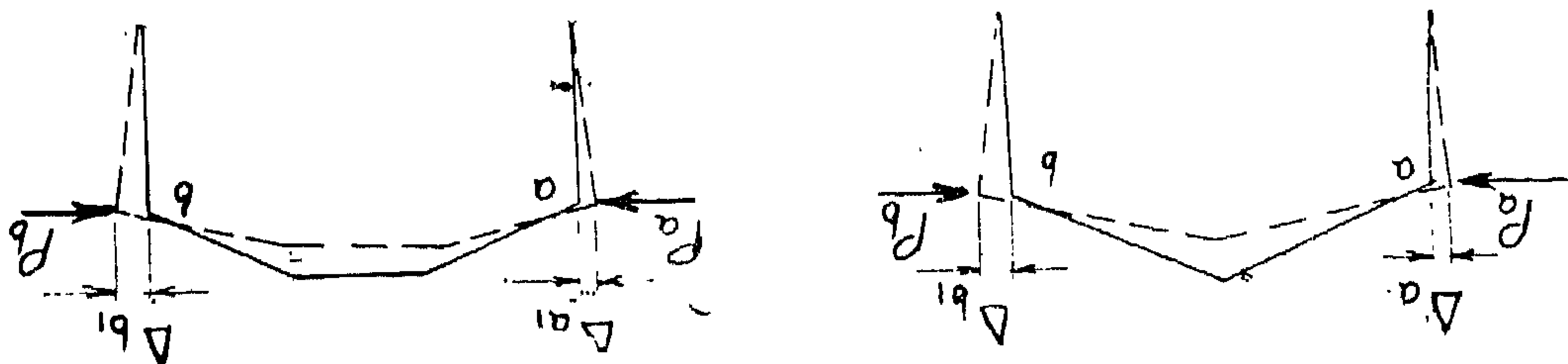
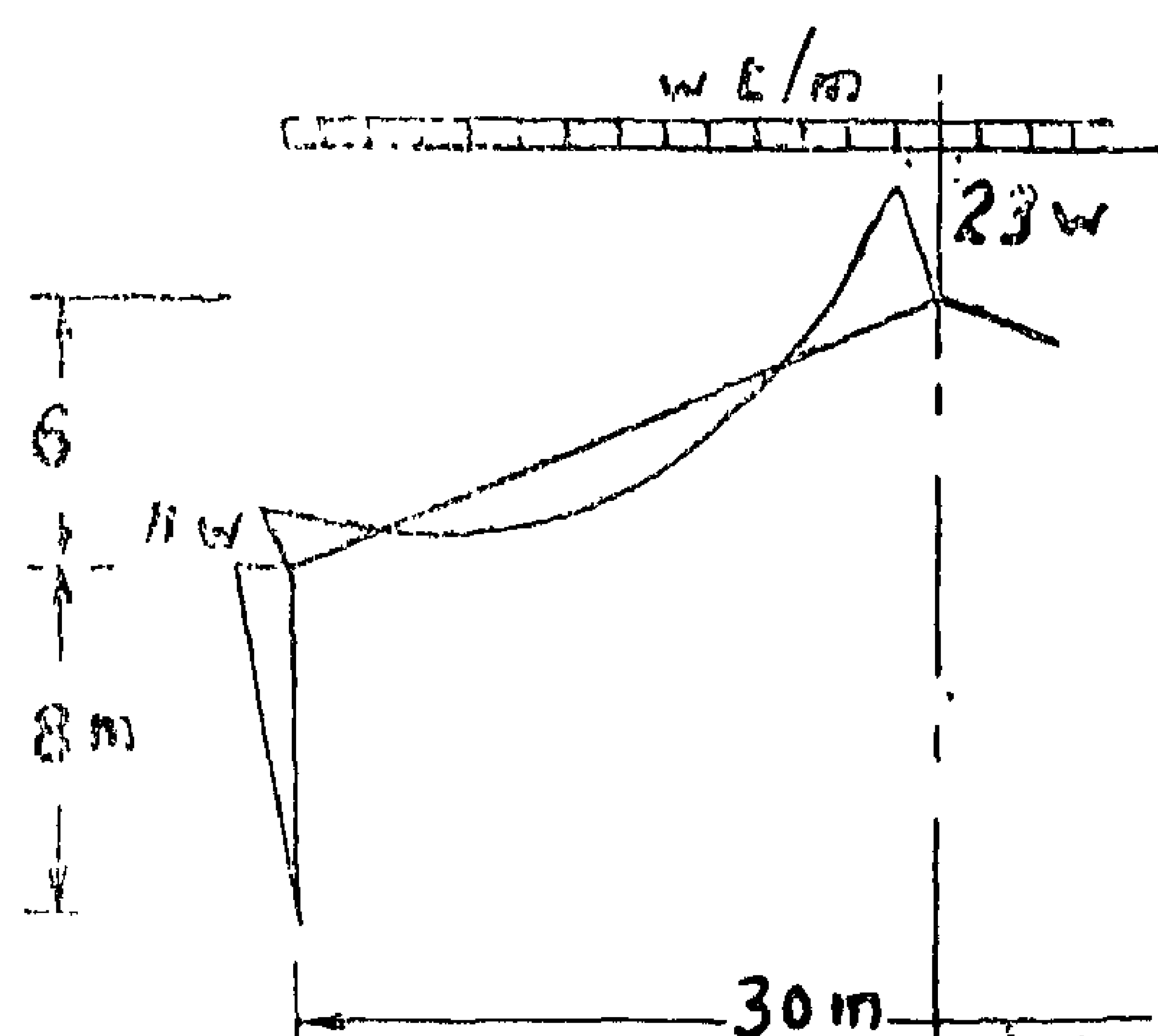
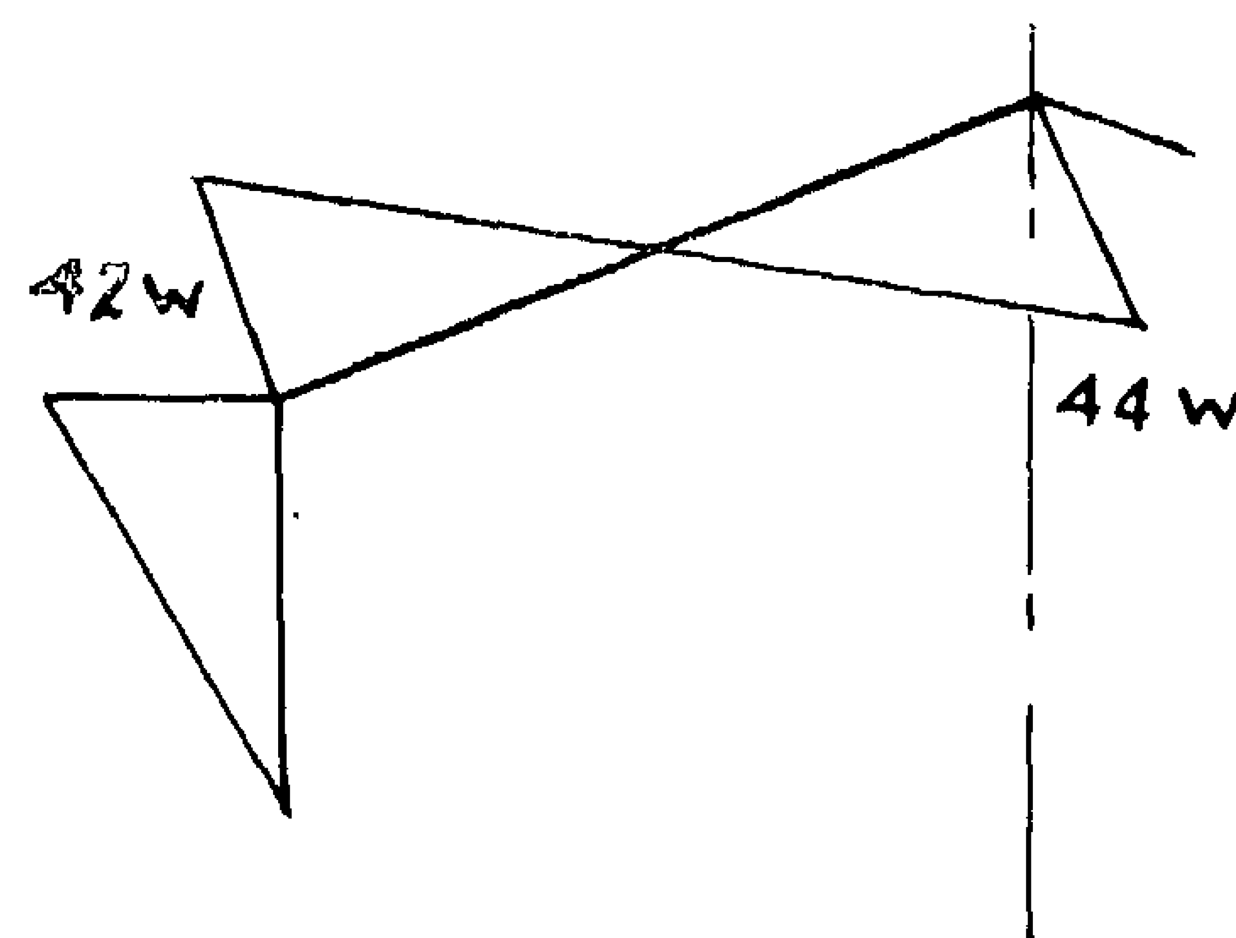


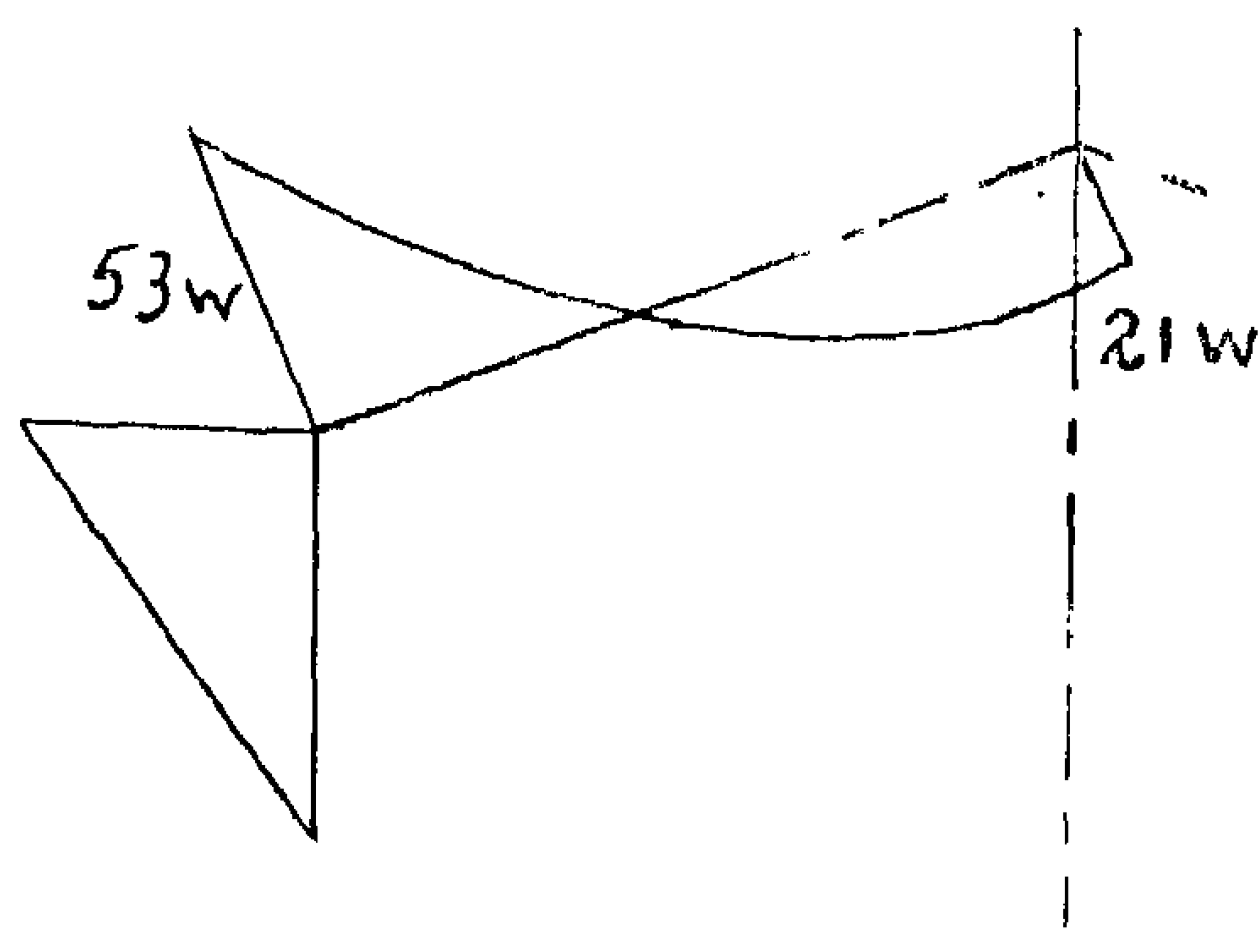
fig. 7 Ynsymmetrically loaded frame



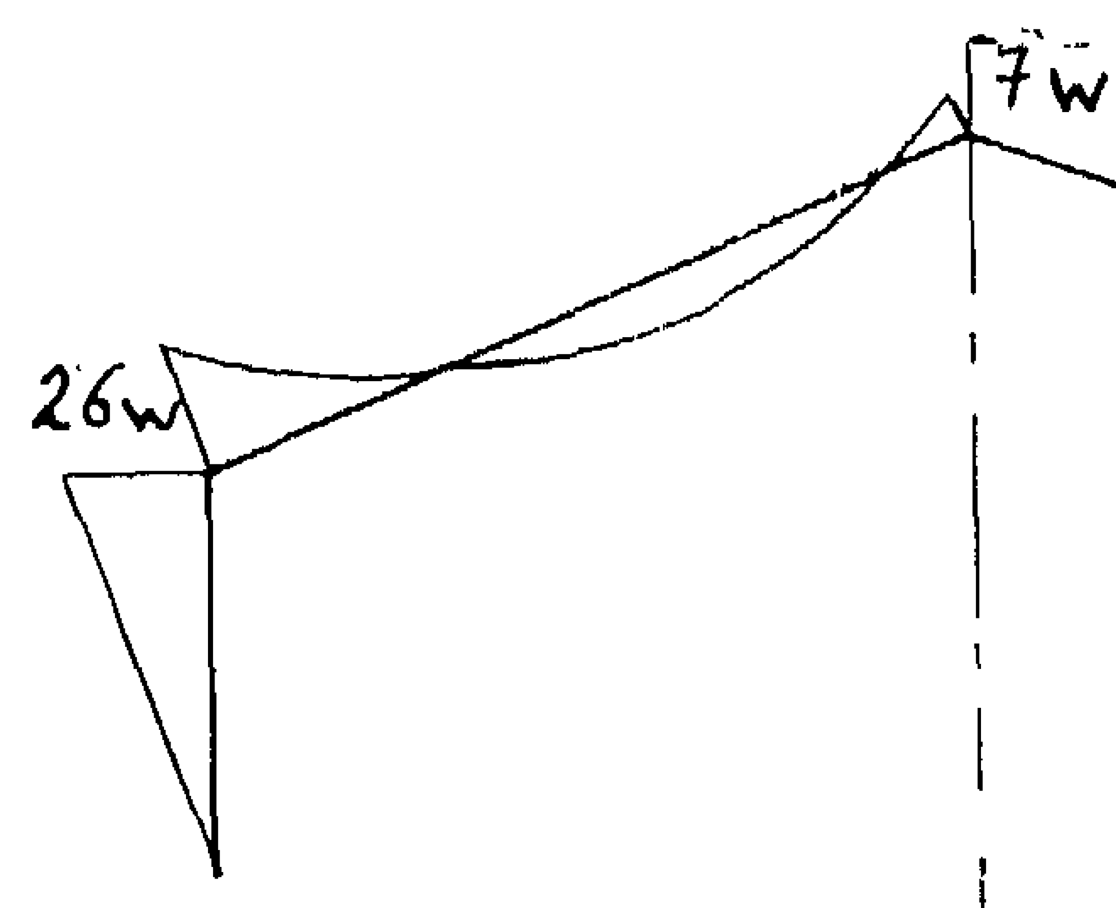
a) Non — spread moments



b) Spread moments



c) Final theorn tical moments



d) Final actual moments

Fig. 5 Practical example

The proposed design procedure is as follows :

a) The stiffness of the frame, K, is calculated.

b) the Shear stiffness, C. of a panel of roof slab is determined and the value of $C_1 = (C/\cos^2 \Theta)$ found.

c) the relative stiffness factor, r ($= C_1/K$), is found.

d) Using the design charts given in Fig. 4a for odd numbers of frames or Fig. 4b for even numbers of frames, the value of the reduction factor m may be found for the appropriate value of r and number of intermediate frames, n,

e) Using the conventional method of moment distribution, the non-spread and spread moments of the assumed bare frame are calculated.

f) The actual final moments in the critical central frame.
= non-spread moments + m x spread moments.

g) The maximum moment in the frame is compared with that the assumed section can carry, and then the section may be adjusted accordingly.

Then, as for the three frame shed,

Actual spread moments = m x spread moments of bare frame, and the general expression for the moments in the critical central frame of a long shed is :

Final moment = non-spread moments + m x spread moment. .... (16)

It should be noted that the reduction factor of the spread moments, m, depends solely on the relative stiffness factor, r. Also, the abovementioned formula for the final moments is most general in the sense that it is applicable to any shed regardless of its dimensions and material of construction provided the material is linearly elastic.

In order to cut down the amount of calculations to a minimum design charts from which the value of m may be obtained are provided. Chart a is for sheds with odd number of frames and chart b is for sheds with even number of frames (See Fig. 4). The use of these design charts is very simple and will be discussed with the proposed method of design later.

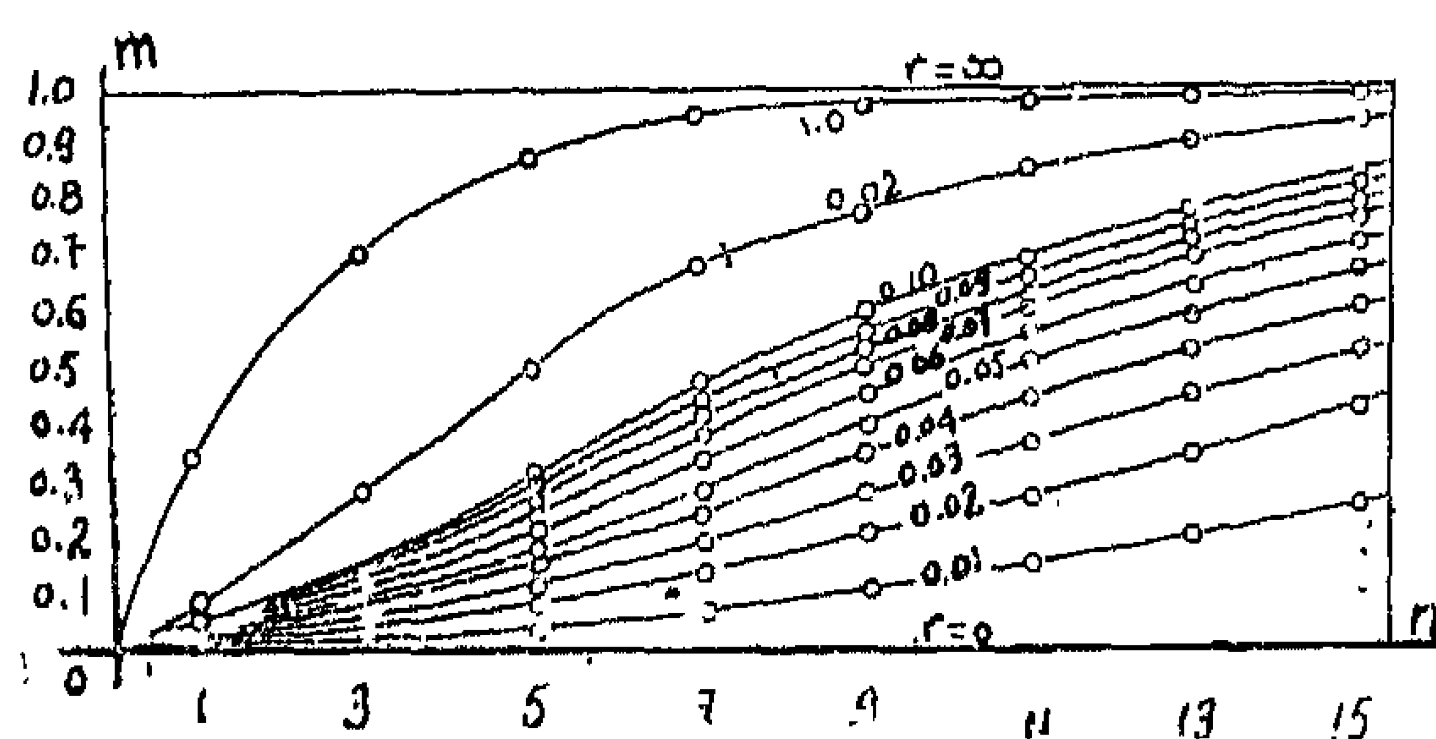


fig · 4a Design chart for odd number of frames

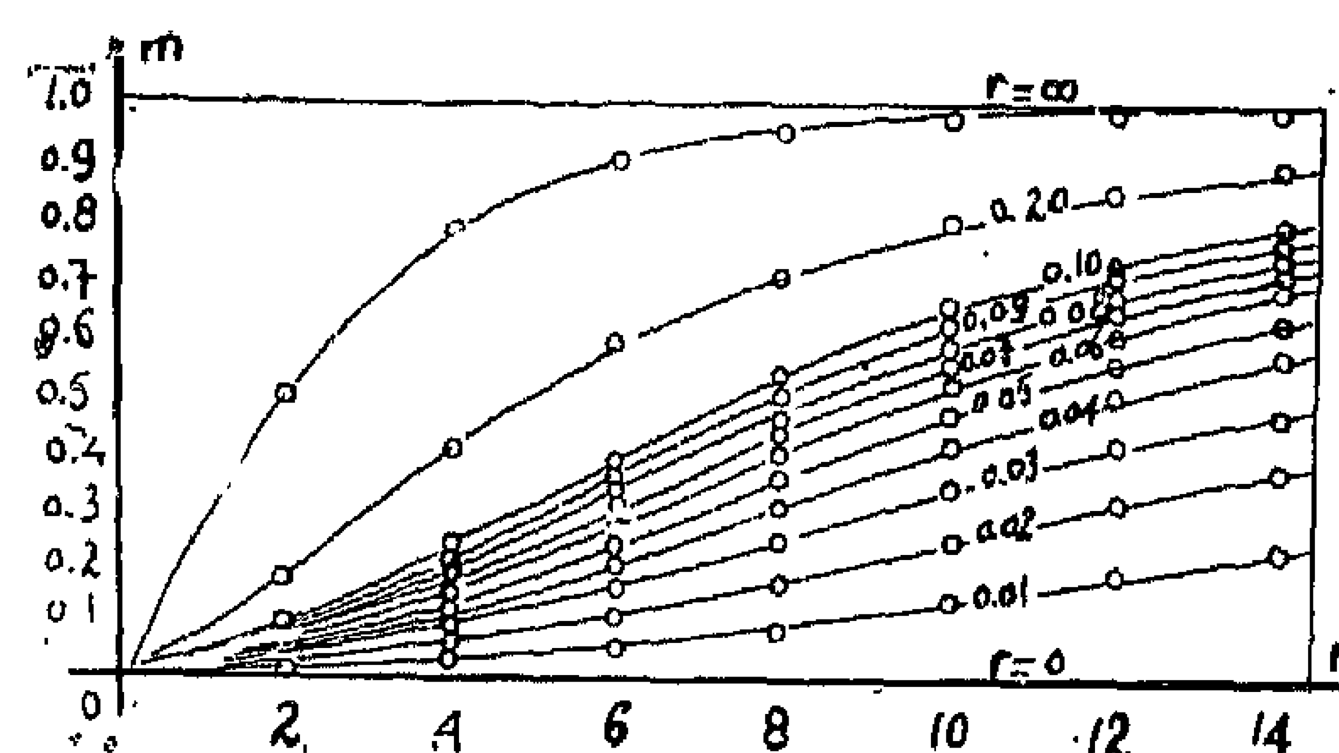


fig. 4b Design chart for even number of frames

General remark

As mentioned before, the given theory is applicable to any shed regardless of its material of construction but it is most advantageously applied to reinforced concrete sheds. This is due to the fact that during construction the whole dead weight is sustained by the shuttering. When the slab has hardened and the shuttering removed the weight is transferred to the frames. At the same time the stiffening effect of the roof slab is developed. This means that the slab relieves the frames from a part of the bending moment due to itsown weight and the weight of the roof itself. The stiffening effect of the slab is thus applicable to both dead and live loads. This, however, is not true for steel sheds as it is obvious that the stiffening effect of the roof sheeting can only be utilized after it has been fixed. It does not, therefore, relieve the frames of any bending moment due to the dead weight, and is thus applicable only to live loads or superimposed dead loads added after the roof sheeting has been fixed.

Proposed method of design

Earlier in this paper it was mentioned that design charts are provided. These charts show the variation of the reduction factor for the spread moments, m. with the relative stiffness factor, r. The use of these charts in the design of roofed sheds is now discussed.

As for conventional design, it is necessary to first assume a size for the frame and then carry out an analysis of the assumed frame. Generally, of course, the assumed sizes should be less than usual.

No. of intermediate fremos, n	Eaves restmining force at central frame P
1	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+1/2r}\right)$
2	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+r}\right)$
3	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+2r+0.5r^2}\right)$
4	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+3r+r^2}\right)$
5	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+4.5r+3r^2+0.5r^3}\right)$
6	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+6r+5r^2+r^3}\right)$
7	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+8r+10r^2+4r^3+0.5r^4}\right)$
8	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+10r+15r^2+7r^3+r^4}\right)$
9	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+12.5r+25r^2+17.5r^3+5r^4+0.5r^5}\right)$
10	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+15r+35r^2+28r^3+9r^4+r^5}\right)$
11	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+18r+52.5r^2+56r^3+27r^4+6r^5+0.5r^6}\right)$
12	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+21r+70r^2+84r^3+45r^4+13r^5+r^6}\right)$
13	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+24.5r+98r^2+147r^3+105r^4+38.5r^5+7r^6+0.5r^7}\right)$
14	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+28r+125r^2+200r^3+150r^4+59r^5+12r^6+r^7}\right)$
15	$\frac{\Delta}{K}\left(\frac{1}{1+32r+168r^2+317r^3+330r^4+175.5r^5+52r^6+8r^7+0.5r^8}\right)$

By subtracting equation (10) from equation (9) the actual force causing spread of the eaves is obtained. Thus, A. J.R. of the frame in the completed shed, $(A.J.R)_2$, is given by :

$$(A.J.R.)c = \frac{\Delta}{K} - \frac{\Delta}{K + 1/2\,C_r} = \frac{\Delta}{K}\,\frac{1/2r}{1 + 1/2\,r} \qquad \ldots(11)$$

Where r is the stiffness of the roof slab relative to that of the frame, i.e. $r = \frac{C_r}{K}$ ....(12)

From equation (11), $(A.J.R.)_c = \frac{1/2r}{1+1/2\,r}$ A. J. R.

i. e. The actual spread moments of the frame in the completed shed

$= \frac{1/2r}{1+1/2r} \times$ spread moments of bare frame

and the total actual moments of the frame in the completed shed

$= \text{non-spread moments} + \frac{1/2r}{1+1/2r} \times$ spread moments of bare frame. ....(13)

From equations (12) and (13), it is seen that if the roof slab has infinite stiffness, i.e. $C_r = 0$ or if the frame is very flexible, i.e. $K = \infty$

then $r = 0$ and the frame will need to be designed for the non-spread moments only. On the other hand, if the roof slab is extremely flexible with respect to the frame, $r \to \infty$ and the frame will need to be designed for the full moment as given by equation (8).

In the three frame shed considered above, only the central frame received support from the roof slab. In long sheds, all intermediate frames receive some support but it is apparent that the further away from the end gables a frame is situated, the less will be the stiffening effect of the roof slab and the smaller will be the eaves restraining forces. Thus, in a long shed, the frame furthest from the end gables, i.e. the central frame, will usually be the design criterion.

In the same way as the eaves restraining force was calculated for the simple case of three frame shed (equation 4), so were the eaves restraining forces on the central frames of sheds with different numbers of intermediate frames, n, and the results are given in Table 1.

It is seen that the restraining forces provided by the roof slab can always be expressed in the form :

$$P = \frac{\Delta}{K} \times f(r)\ 1{,}2 \qquad \ldots(14)$$

Thus, in the general case of a shed with n intermediate frames, and in accordance with equations (9) and (14) ;

$$\frac{(A.J.R.)_c}{A.J.R.} = \frac{\text{actual spread moments}}{\text{theoretical spread moments}} = \frac{\frac{\Delta}{K} - \frac{\Delta}{K} f(r)}{\frac{\Delta}{K}} = 1 - f(r) \qquad \ldots(15)$$

Putting $m = 1 - f(r)$, the value of m may be easily calculated from the expressions given in Table 1,

Equations (7) together with the equilibrium equation of the roof shab, $F = 1/2 \sum P$, are sufficient to determine the eaves restraining forces, $P_1, P_2, P_3, \ldots P_n$ and also the force F on the end gable.

Application to other types of sheds

The sheds considered up to the present have been single bay sheds, symmetrically loaded. It is equally possible to consider multibay sheds, and also unsymmetrical loading. though as may be expected, the computations become more complicated in these cases. In order not to detract from the development of the main theme of this paper, these cases are considered in Appendices 1 & 2.

MODIFIED MOMENT DISTRIBUTION ANALYSIS

In the following development of the theory, the conventional moment distribution method is used not only for its relative simple application whether the bases are pinned or fixed, but also because then the effect of the restraining forces provided by the roof slab can be easily visualized and the relative importance of the non-spread to the spread moments clearly indicated. In addition, by using this method, the eaves deflections which is often a criterion of design, and that of K which is required for the modified moment distribution analysis are readily obtainable during the course of he analysis.

The usual steps in the moment distribution analysis of pitched roof or polygonal frames, ignoring any stiffening effect due to the roof slab, are :

1 — The bending moment distribution in the frame is obtained assuming no joint translation. The consistent forces at the eaves are then found by considering the equilibrium of the frame. These forces are called the "artificial joint restraints" (A.J.R.) and the bending moments in the frame are referred to as the "non-spread moments".

2 — Eaves forces, equal and opposite to the artificial joint restraints are then applied to the frame and the resulting bending moment distribution found. These moments are called the "spread moments".

3 — The final bending moment distribution in the frame is the sum of the two distributions found above, so that,

$$\text{Final moments} = \text{non-spread moments} + \text{spread moments} \qquad \ldots . (8)$$

In a bare frame, the artificial joint restraints cannot exist and so equal and opposite eaves forces must be applied to the frame. In practice, however, frames do not stand bare on their own but form a part of a roofed shed and the so called artificial joint restraints are no longer artificial since parts of these forces, often appreciable, are provided by the roof slab. The spread moments to be considered, therefore, should be those due to forces equal to the difference between the A. J.Rs. and the forces actually provided by the roof slab.

For any pitched roof or polygonal bare frame, using the some nomenclature as before,

$$\text{A.J.R.} = \frac{\Delta}{K} \qquad \ldots . (9)$$

Considering the simple case considered before of three frame single bay shed, the eaves restraining force provided by the roof slab as given by equation (4) is :

$$P = \frac{\Delta}{K + 1/2C_1} \qquad \ldots . (10)$$

displaced while the middle frame will spread some quantity $\triangle_1$ at each eave and the roof slab will provide some horizontal force P preventing further spread.

Thus, if $\triangle_1$ = actual horizontal eaves displacement in the completed shed.

$\triangle$ = horizontal eaves displacement of bare frame.

k = horizontal eaves displacement of bare frame due to two opposite horizontal unit eaves loads.

Then, for the frame, $\triangle_1 = \triangle - KP$ ....(2)

For the roof slab, the shear displacement = C $\times$ shear force, where C is the shear displacement of the panel of roof slab under unit load.

From equation (1), Shear displacement

$$= \frac{\triangle_1 \cos\Theta}{a} \times a = \triangle_1 \cos\Theta$$

and since the shearing force in the roof slab

$$= \frac{P}{2\cos\Theta} \text{ hence, } \triangle_1 \cos\Theta = C\left(\frac{P}{2\cos\Theta}\right)$$

$$\text{or. } \triangle_1 = C_1 \frac{P}{2} \qquad \ldots.(3)$$

Where $C_1 = \dfrac{C}{\cos^2\Theta}$ is a constant which could be determined from a knowledge of the roof slab dimensions and properties and the rafter angle.

Equating equations (2) and (3)

$$P = \frac{\triangle}{K + 1/2 \ C_1} \qquad \ldots. (4)$$

Thus, the value of the eaves restraining force, P, may be found and the frame designed for the combined action of the applied loads and this restraining force.

Application to long sheds

Consider the case of a shed with several intermediate frames and with all frames symmetrically loaded. Let the eaves displacement of each individual frame be $\triangle$ and the actual displacement of the frames in the completed shed be $\triangle_1$, $\triangle_2$, $\triangle_3$, ... $\triangle_n$ for frames 1, 2, 3, ... n. The corresponding restraining forces set up by the roof slab will be P_1, P_2, P_3, ... p_n

Then for each frame.

$$\begin{aligned} \triangle_1 &= \triangle - KP_1 \\ \triangle_2 &= \triangle - KP_2 \\ \triangle_3 &= \triangle - KP_3 \end{aligned} \qquad (5)$$

etc. and $\triangle_n = \triangle - KP_n$

respectivcly

For the roof slab,

$$\begin{aligned} \triangle_1 &= C_1 F \\ \triangle_2 &= C_1 F + C_1 (F - P_1) = C_1 (2F - P_1) \\ \triangle_3 &= C_1 F + C_1 (F - P_1) + C_1 (F - P_1 - P_2) = C_1 (3F - 2P_1 - P_2) \end{aligned} \qquad (6)$$

etc. and $\triangle_n = C_1 (nF - (n-1) P_1 - (n-2) P_2)$

Equating each of equations (5) to their corresponding equations in (6),

$$\begin{aligned} \triangle - KP_1 &= C_1 F \\ \triangle - KP_2 &= C_1 (2F - P_1) \\ \triangle - Kp3 &= C_1 (3F - 2P_1 - P_2) \end{aligned} \qquad (7)$$

etc. and $\triangle - KP_n = C_1 (nF - (n-1) P_1 - (n-2) P_2$

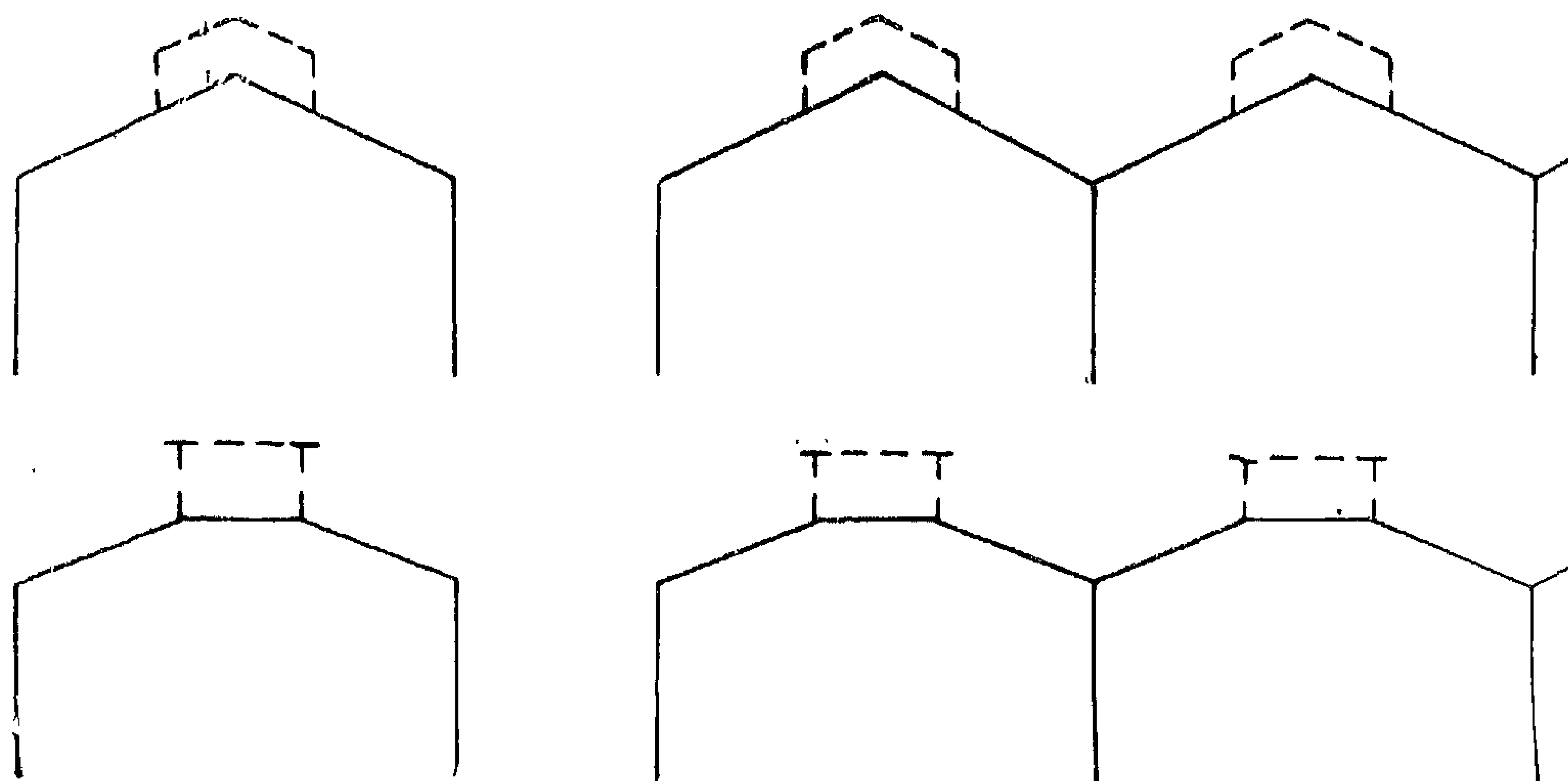


fig. 2 pitched roof & pdygonal sheds wilh or wilhoul monitor

Since the torsional stiffness of a slab is negligible compared with its shear stiffness, it is seen that the roof slab will resist the deformation shown mainly by developing tension along diagonals such as OB and compression along diagonals as NC.

Considering the geometry of the deformed frame, it can be shown that the shear strain of the roof slab is given by :

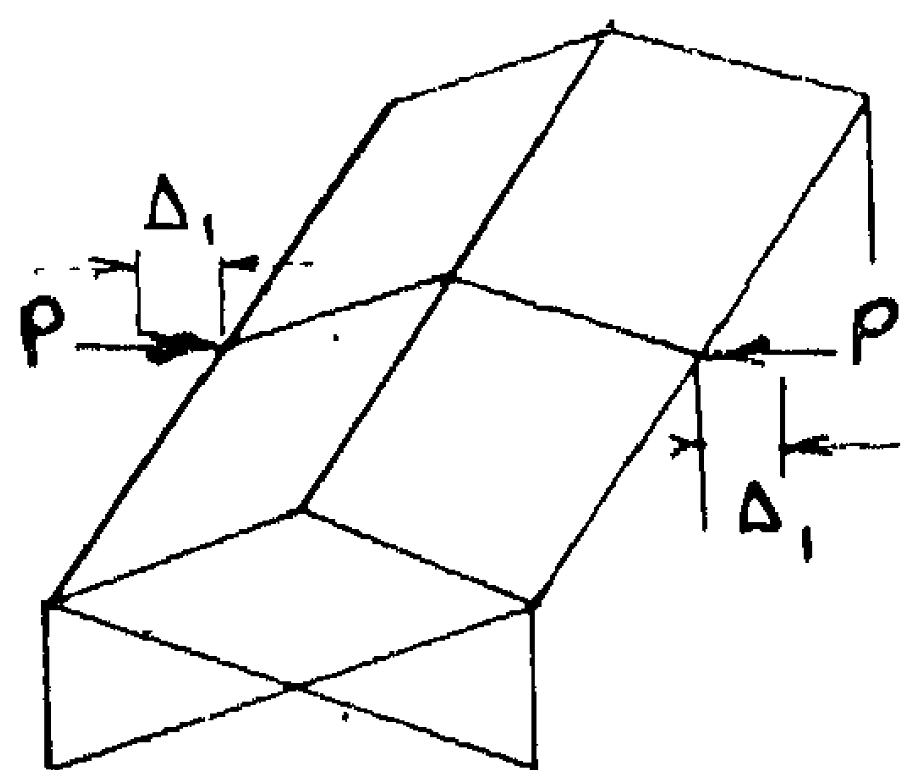
$$\gamma = \frac{\Delta_h \cos \Theta}{a} = \frac{\Delta_v \sin\Theta}{a} \quad \ldots . (1)$$

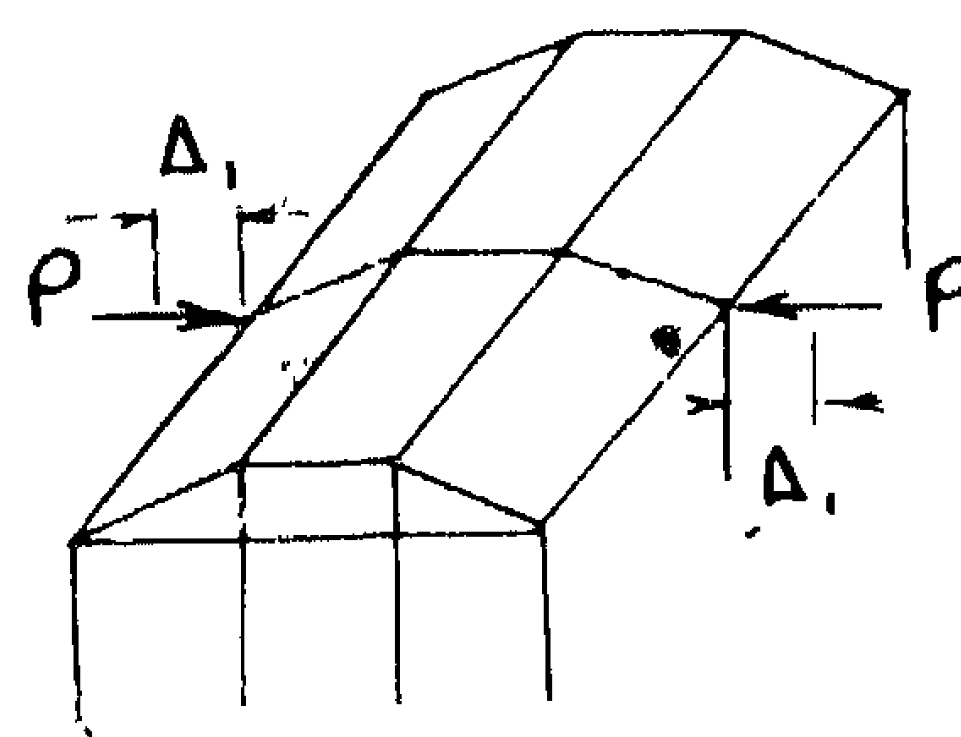
i.e. the deformation of the roof slab depends on the rafter angle. For rectangular frames, $\Theta = 0$, so the slab is not strained and consequently has no effect. This is quite logical in that for vertical symmetrical loading there is no spread of the eaves that the r·o· slab may resist. In other words, under a case of loading as mentioned above, roof slabs will be effective only for sheds with broken-axis roofs such as those shown in Fig. 2.

It is again emphasized that in order that the roof slabs may have any effect on intermediate frames, joint translation of end gables must be prevented. This is simply achieved by providing appropriate ties at eaves level, by making use of the brick work membrane stretched across the end gable, or by any other suitable means. On this assumption, in the following, the theory is applied to different sheds.

Application to three frame shed

Consider a pitched roof or a polygonal shed in its simplest form as consisting of two end gables and one intermediate frame as shown in Figs. 3 a & b . When the shed is loaded, the end gables, being infinitely rigid in their own plane, will not be





fig· 3 Three fmme shcd .

STIFFENING EFFECT OF ROOF SLABS ON PITCHED ROOF AND POLYGONAL SHEDS

By

Dr. **W.M. El-DAKHAKHNI,**

Lecturer, Assiut University, U.A.R., Egypt.

SYNOPSIS

For many years, those who supervised the erection of reinforced concrete sheds have felt, and sometimes counted upon, the appreciable effect casting the roof slabs has in stiffening the structure. However, no account of this effect has been taken in design apart from the Tee-beam action between slabs and rafters.

This paper presents a basic theoretical treatment of some of the common types of sheds considering the roof slab as an integrated part of the structure. It is shown that in many practical cases, this basic treatment reduces to an attractively simple design method whereby the stiffening effect of the roof slabs may be utilized to give a more rational and economical design.

INTRODUCTION

Reinforced concrete structures can be divided into two principal groups ; shell structures, which are largely made of membranes, and framed structures, which are characterized by assemblies of elongated members connected together.

In the structures of the first group, the membrane is used as a functional covering as well as a main load carrying element. On the other hand, in the structures of the second group, the main members are used solely for load transmission and thus additional material for roof covering must be installed for functional requirements. It may appear, therefore, that shell structures are more efficient than framed structures because the membrane is used for dual purpose. However, the saving introduced by this type of design is manily weight saving accompanied by an increase in construction costs which often offsets the advantage of weight saving.

The method of design proposed in this paper is a compromise between the two types, in the sense that the familiar framed strncture is used with the roof slab considered as load-carrying as well as functional element.

GEOMETRIC CONSIDERATIONS

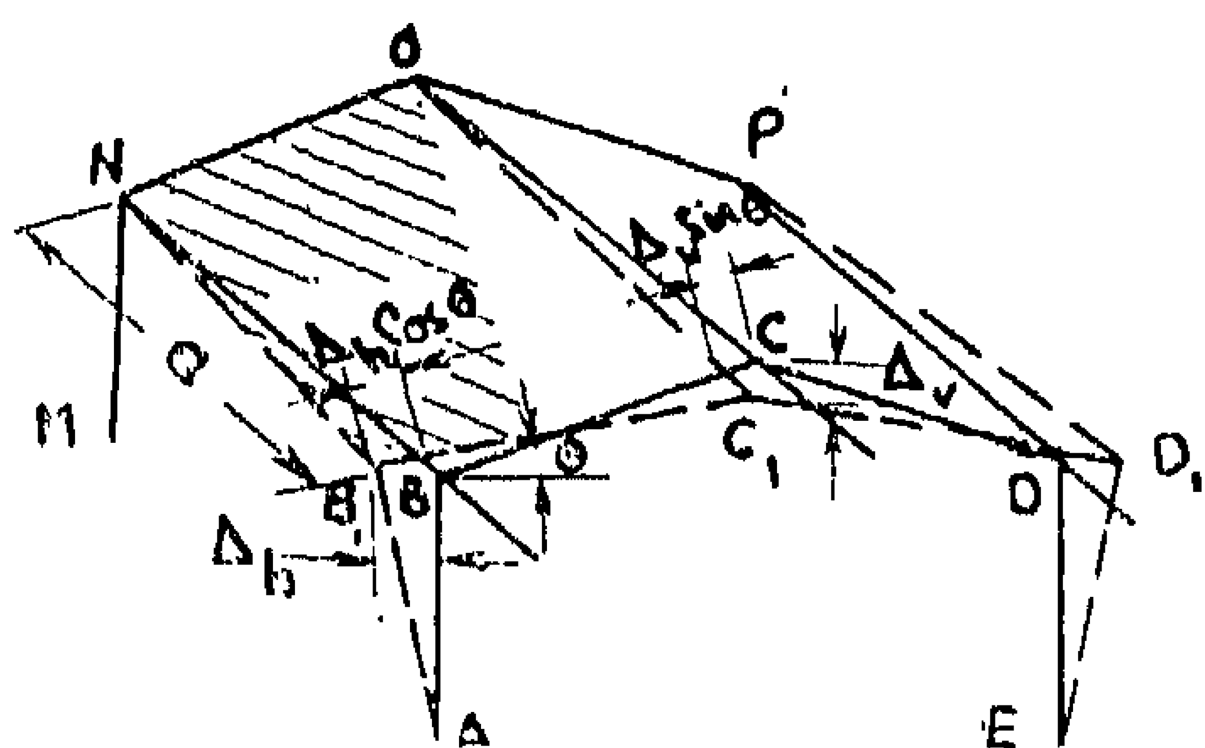


fig 1 Geometry of depermad shede

Referring to Fig. 1, the frame MNOP is an end gable which is assumed to be infinitely rigid in its own plane as it has a membrane of brickwork or a system of columns and ties stretched across it preventing joint translation. ABCDE is an intermediate frame which when subjected to vertical symmetrical loading will deform in the manner shown and consequently the roof slab will assume the shape OC_1B_1N, i.e. it is sheared and twisted.

rock will increase in volume in direction of the tunnel and comes to its final after this peircd the elastic support can be replaced by a rigid one (permanent supports). By this method it can be obtained much smaller values of the rock pressures of the supports,

It should be noted that the cross-section of the tunnel right after the construction must be equal to .

$$S = S_r + S_c$$

where :

S — cross-section during construction

S_r — required cross-section

S_c — the expected increase in the volume of the rock as a result of creep.

5-REFERENCES

1) Aicaccon A : Rock pressure

2) Hassan Emam . Ph.D. Thesis, Moscow 1963.

3) Panov. A.D. & others : Rock pressure in tunnels.

4) Protadiakan M.M. : Rock pressure and supports of under-ground constructures.

5) BHUMU (Lenengrad survay institute) : Recomendations for the determination of rock pressure in weak soils.

6) Roppeneit K.V. : Some problems of underground rocks.

7) Roppeneit K.V & others. Introduction to rock mechanics.

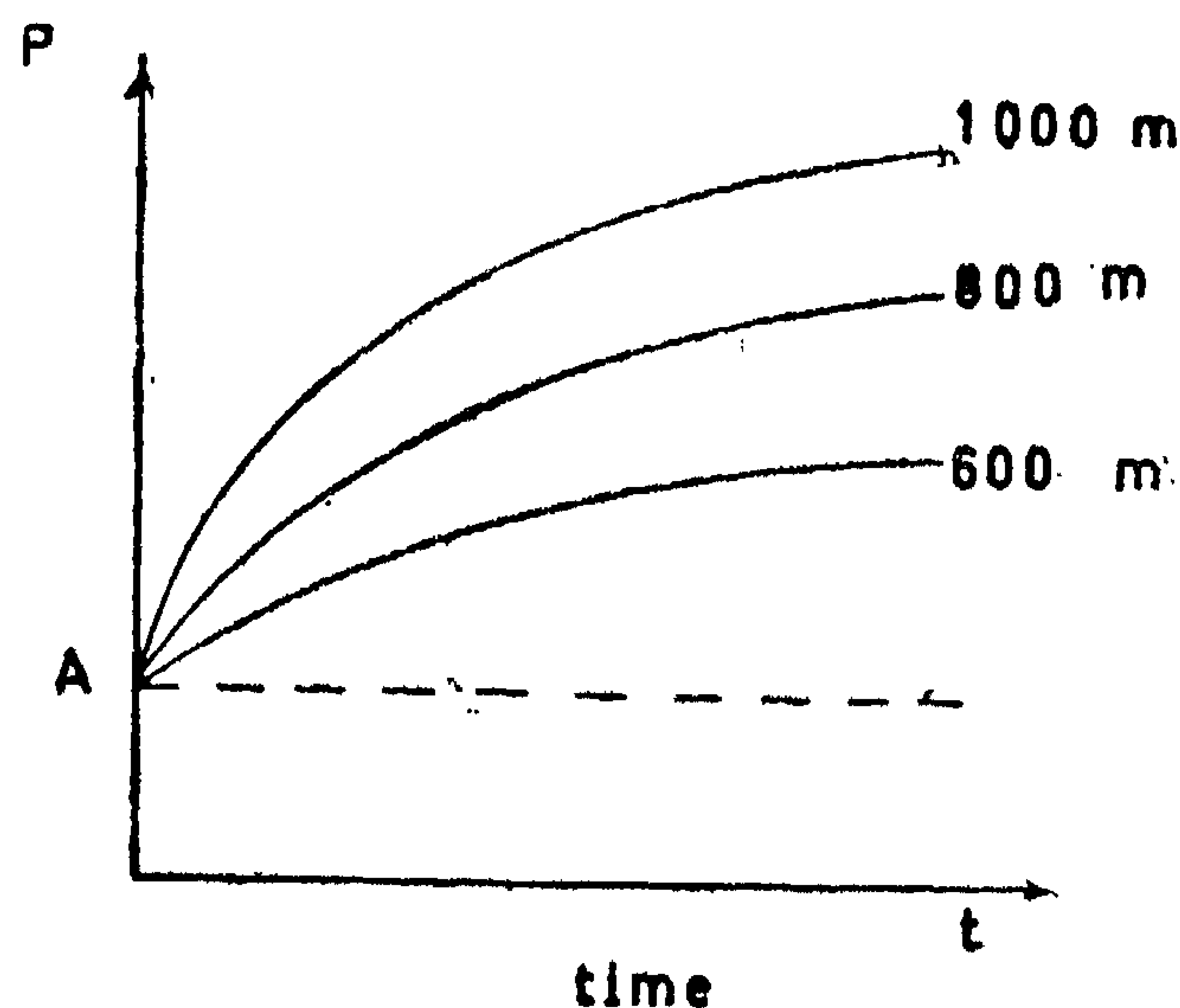
8) Talobre : La mecanique des roches applique aux travaux publics.

* * *

The figure (14) shows that if we have several tunnels in several depths, the initial rock pressure on each will be A_1, A_2, A_3. These initial pressures, depend on the diameter of failure zone. As the time increases, the rock pressures will be increased as a result of creep.

In general, value of rock pressure (for the same dimension of tunnel and same physical properties of surrounding rocks) will be approximately equal, but the increase in rock pressures as a result of creep, depends on the depth and this will be larger for deeper tunnels.

It can be explained that for several tunnels which have the same dimension and shape surounding soil, but constructed at different depths, the rock pressure on them will be equal at the time of construction, but after a period of time the rock pressure will increase, in the deeper ones, more than in the others (Fig. 15).



(fig. 15)

Then the following general equation of rock pressure can be applied.

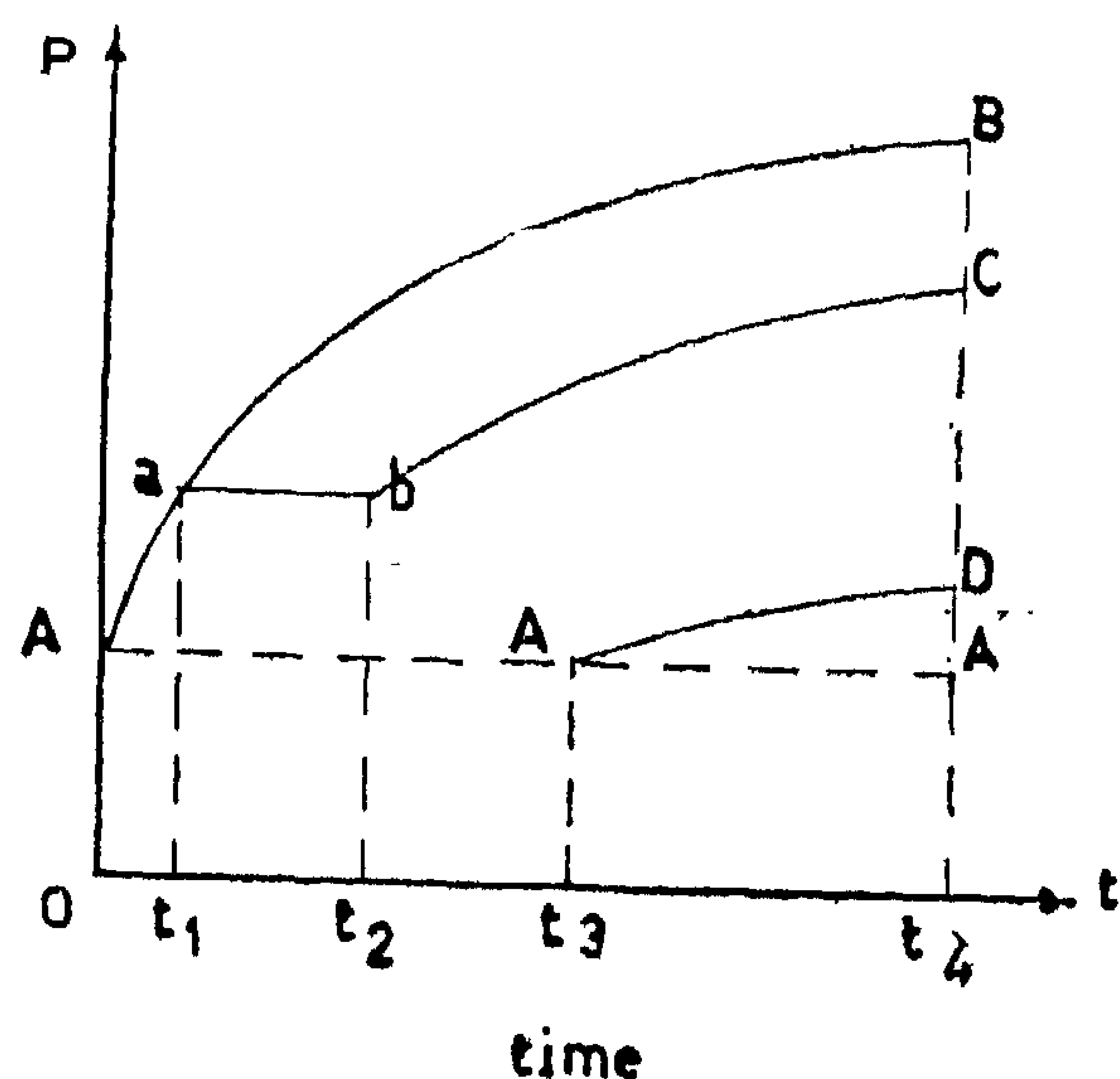
$$P = A + f(c)$$

where P — rock presure on support

A — constant depending on the rock pressure as a result of arch action effect.

f (c) — is a function which depends on ccreep behaviour of the rock and time.

According to this equation, and to field tests (fig 16) (reference No. 2), it has been shown that if using rigid supports in the tunnel the initial rock pressure will be (A) and it will increase with the time (AB). If a elastic support is used, the rock pressure will be increased to point (a) at which the support starts to move. During this motion the rock pressure will be constant (ab, t). When the elastic motion of the support is exhausted the rock



(fig. 16)

pressure begins to increase too again (bC), but at any time, e.g. t_4 the rock pressures will be smaller than corresponding ones for a rigid support.

If rigid support is to be used at time t_3 where the rock pressure equals (A). As time increases the pressure will increase curve (A'D) which is parallel to (AB) but rock pressures at at time (t_4) is smaller than the corresponding when ones for a rigid support.

The writer suggests to use a very light and elastic support (temporary support) for deep tunnels just after construction, for a period of 4-6 months. During this period the

The application of elastic method is very limited and can be used only in special cases and for special boundary conditions.

Even, in the cases where the theory of elasticity methods apply, they are by no means accurate, since we make several assumptions that are not realized in practice (e.g. homogenity isotropy...etc)

3.3 Other methods :

There are other mathematical models for approximating the behavior of the rock materials. Among these are the elasto-plastic, visco-eslatic...etc.

In fact the simplest of all is the ARCH ACTION THEORY and in most cases yields reasonably accurate results.

In the Arch action theory many factors which have an influence on the value of rock pressures in tunnel are neglected e.g. depth and time (creep character). For depths up to 500 m. this theory can be used and it gives a very good result because the creep character has small effect, deeper tunnel, at big depths, the creep is appearing and have a significant effect. In such case this theory should not be used.

It is important to emphasize the fact that in spite of the numerous research works done on the rock pressure problems, all the results obtained are not suitable for practicable applications due to the complexity of the equation they use. Until the present, the Arch action theory is, by far, the most popular.

4 — CONCLUSION

As a result of these studies, it can be said that during the construction of the tunnel failure occurs in those places where the stresses exceed the elastic limit stress of the rock.

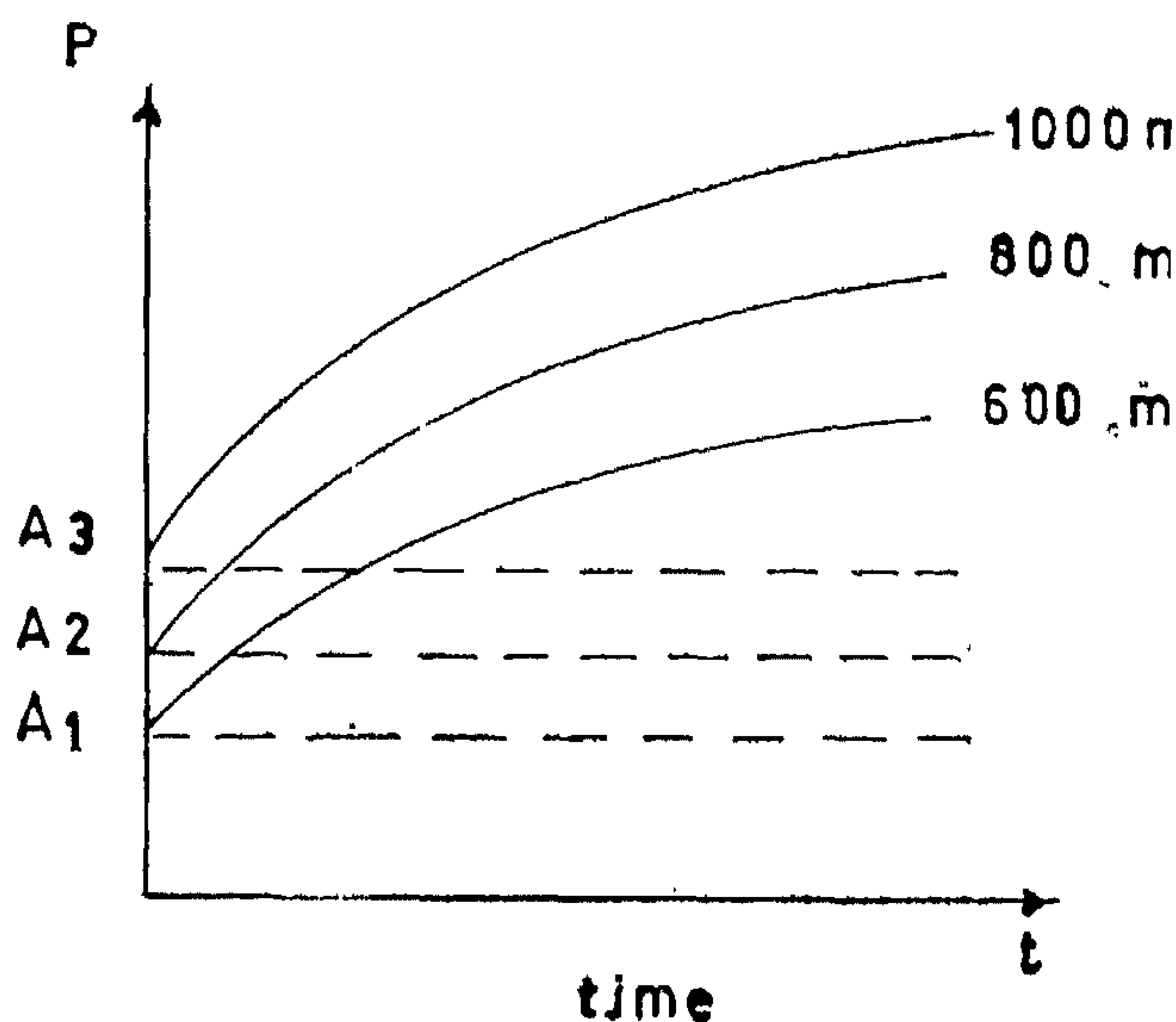
Radius of the failure zone depends among other things on the depth of the tunnel, its shape and dimensions, relationship between horizontal and vertical pressure λ_2 physico-mechanical character of the rock and time (creep character of rock.)

For the rock in failure zone the formulas for pressures in granular media can be applied, Consequently the theory of ARCH ACTION can be used. It is obvious that by increasing the radius of failure zone the rock pressure due to arch action will be increased.

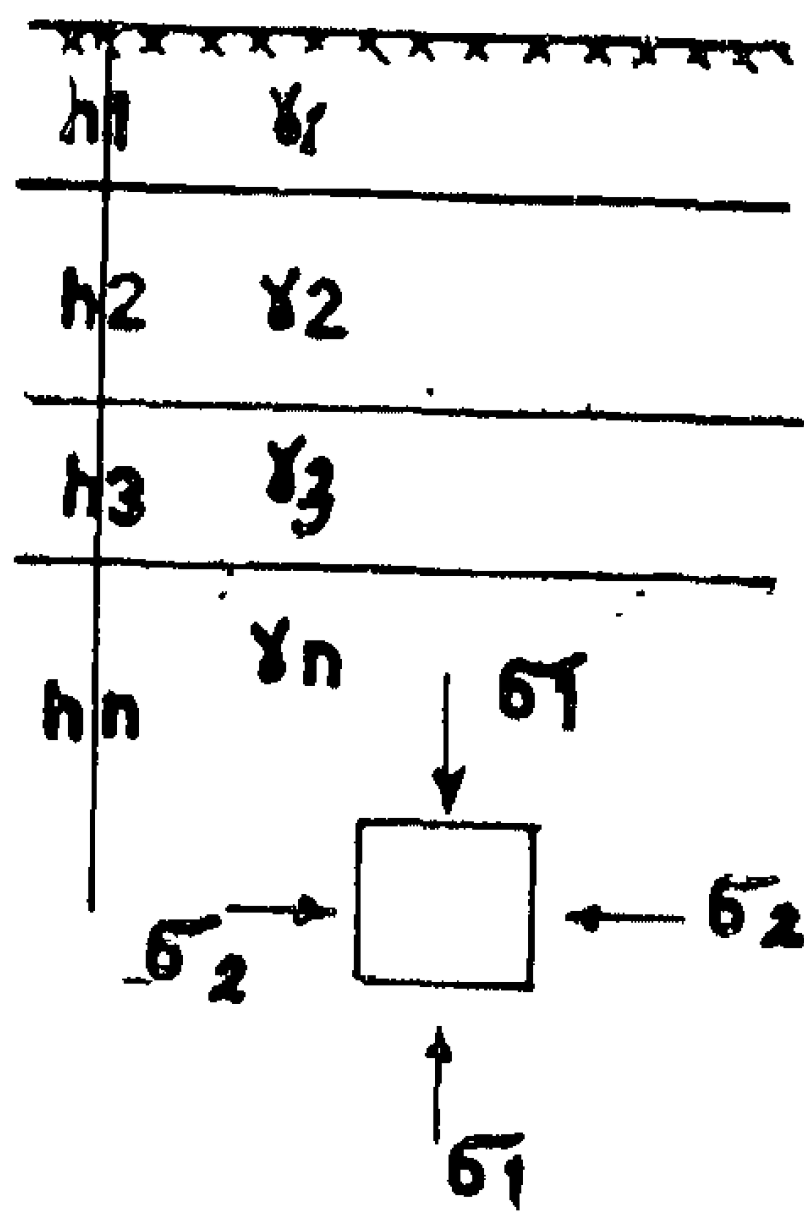
As the depth increases the behaviour of rock changes from elastic, to elastic-plastic, then to plastic. The value of the stresses in the rock has a significant effect on its creep behaviour.

As the time increases the volume of the rock increases in the direction of the tunnel (the only space). Consequently the value of the rock pressures will be increased on the supports.

The amount of volume increase of rock depends on the value of the stresses physico-mechanical character of the rock.



(fig. 14)



(fig.11)

If we imagine an element of rock underground surface. Subjected to vertical stresses (fig. 11).

$$\sigma_1 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \ldots + \gamma_n h_n = \sum_1^n \gamma h$$

where γ & h = specific gravity and thickness on the layers over the element.

The horizontal stresses can be calculated from the assumption that the horizontal deformation equal zero

$$\varepsilon = \frac{\nu \gamma h}{E} + \frac{\nu \sigma}{E} - \frac{\sigma}{E} = 0$$

where E = Young's Modulus

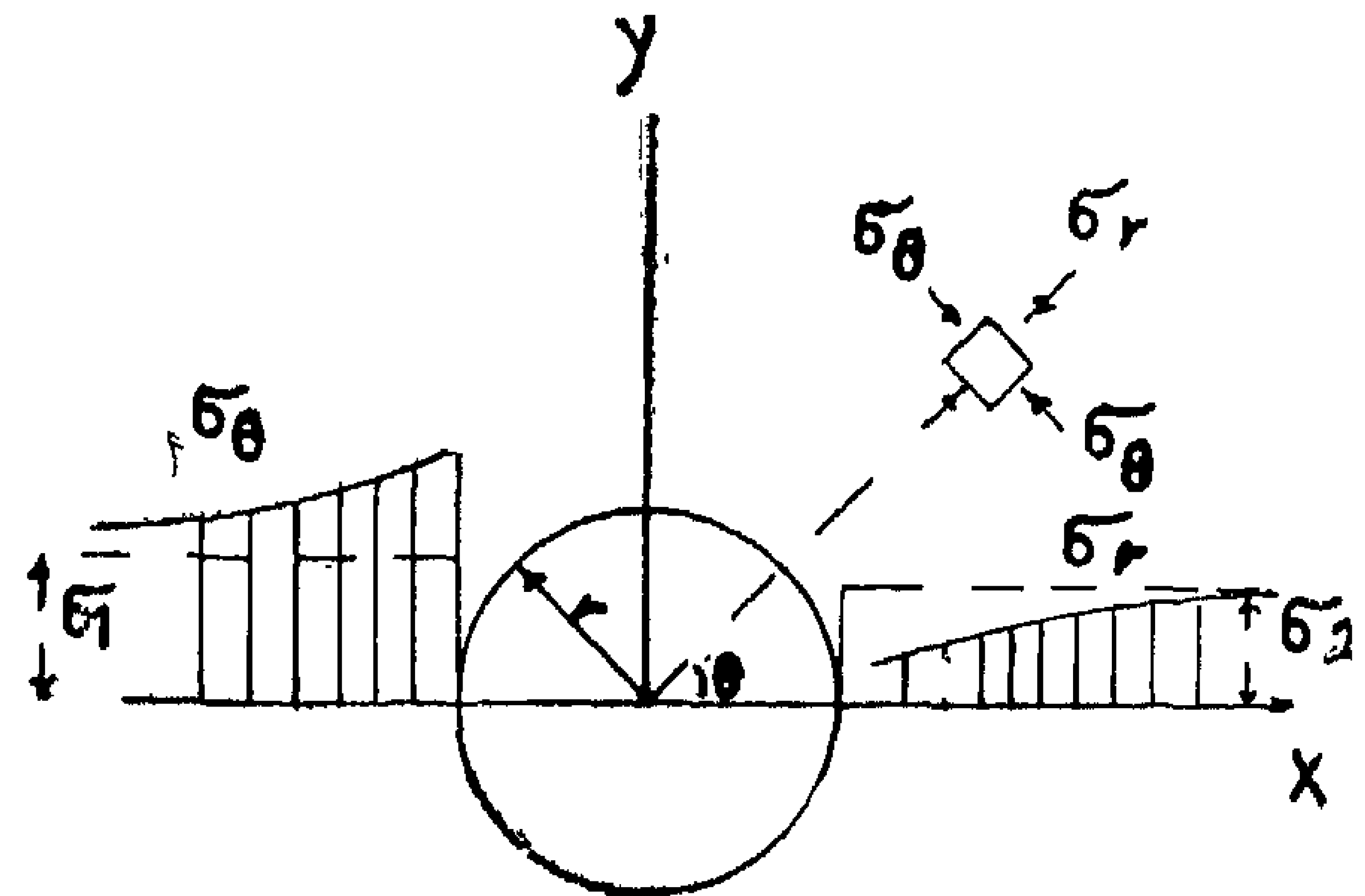
ν = Poisson's ration

it is easy to prove.

$$\sigma_2 = \frac{\nu}{1-\nu} \gamma H = \frac{\nu}{1-\nu} \sum_1^n \gamma h$$

Using this method, the problem will be studied as a plan strain problem by applying the theory of elasticity equation, the internal stresses in the surrounding rock of the tunnel can be calculated.

Using Lama Method and polar coordinates it can be shown that the stresses are uniform (this applies only to the case where ν = 0.5 (fig. 12).



(Fig. 12)

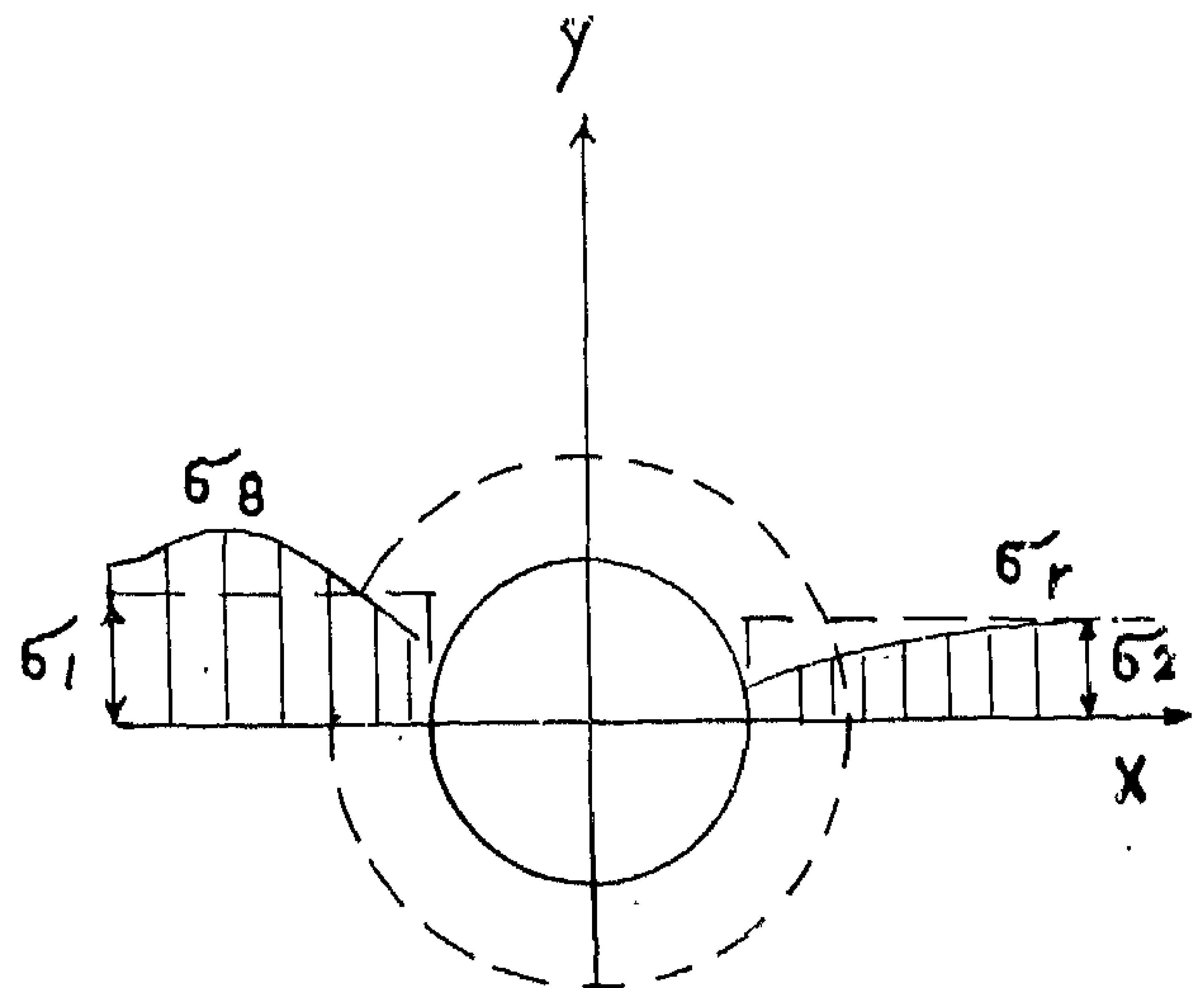
$$\left.\begin{matrix}\sigma_r \\ \sigma_\theta\end{matrix}\right\} = \gamma h \mp \frac{\gamma h - P}{V^2}$$

weher V = non dimensional radius

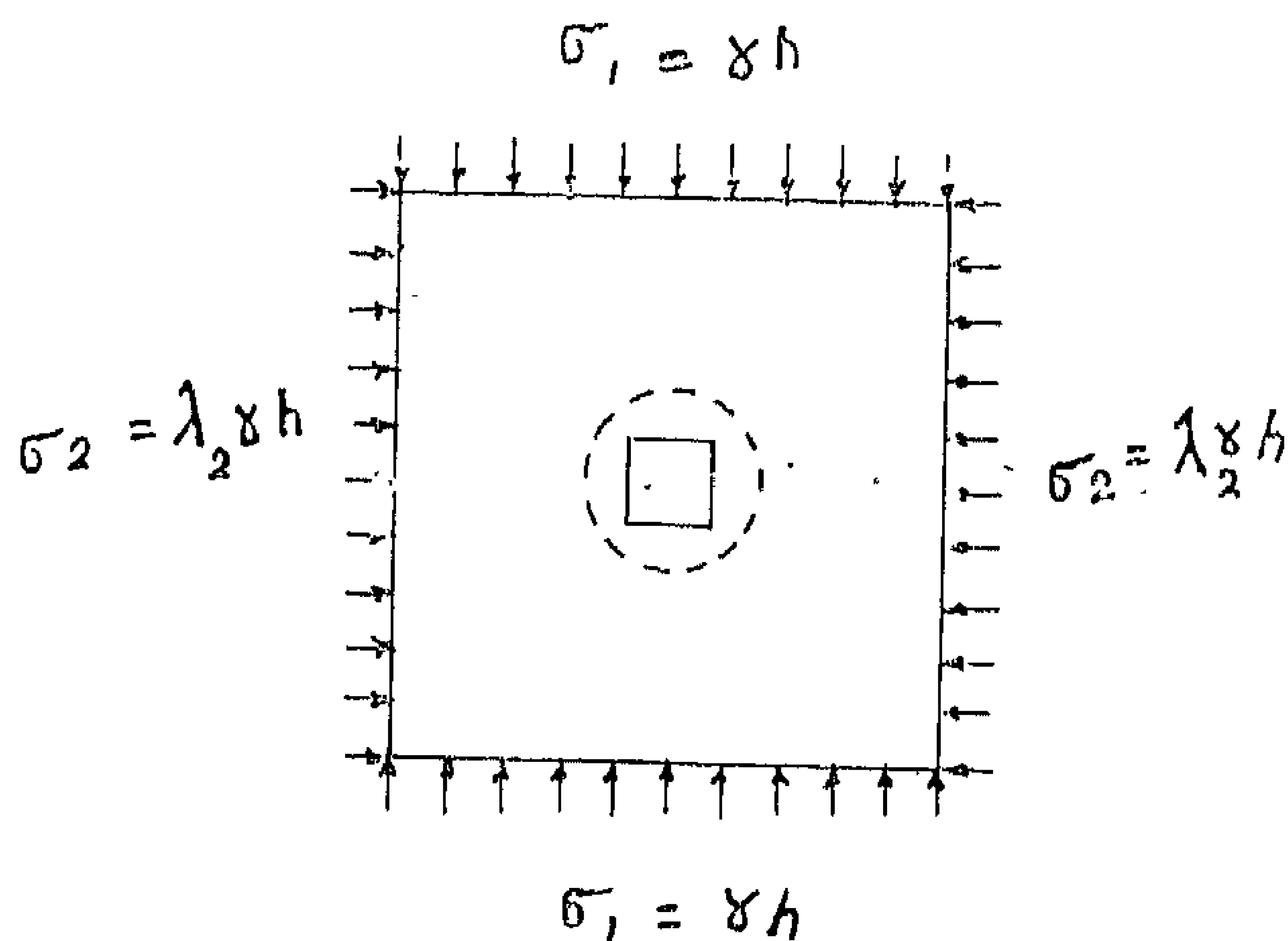
r_o = radius of the tunnel

p = reaction of supports.

If the stresses in the surface of the tunnel exceed their elastic limit(, the behavior of the rock changes and this results in redistribution of internal stresses will be as shown in (Fig. 13).



(fig.13)



(fig. 9)

3. DIFFERENT THEORIES OF ROCK PRESSURES

3.1. Arch action theory :

This theory is based on the assumption that in any case of under-ground condition, there are many cracks and voids in the rock, and the rock can not be considered as a mass of a homogeneous material, but the theories of earth pressure, with a smaller correction can easily be used (Protadiacan) reference No. 4.

Using this assumption it is easy to prove, that after construction of a tunnel, the mass of rock or earth in the roof of the tunnel begins to loose it's stability, and a special parabolic arch will develop. The mass of rocks over this arch will be in equilibrium under the internal stresses in the rock, and the rocks under this arch will be unstable and begins to move downward and gives a pressure equal to it's weight on the supports of the tunnel. (fig. 10)

The height of this parabolic arch will have the following equation :

$$b = \frac{a}{f}$$

where a = half the width of the tunnel.

f = coefficient dependent on the max. compressive strength of rock and equal to $tg\varphi$ in case of granular materials.

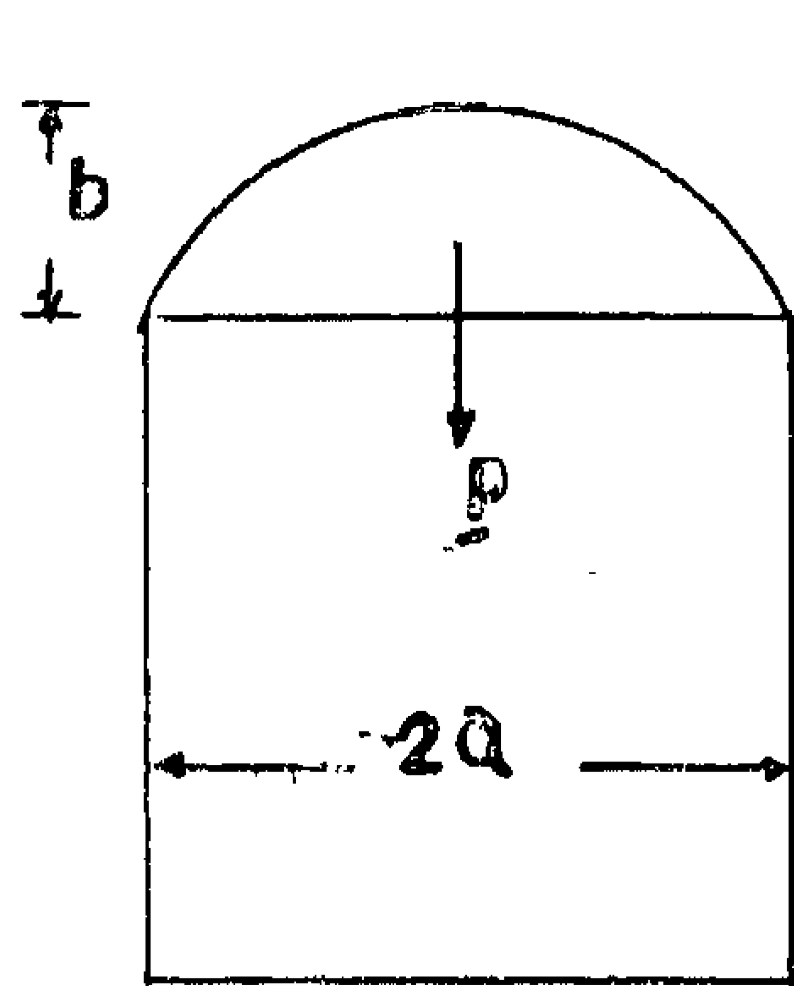
where φ = angle of repose

and it is easy to prove that the total rock pressure on the supports of tunnel in one metre length

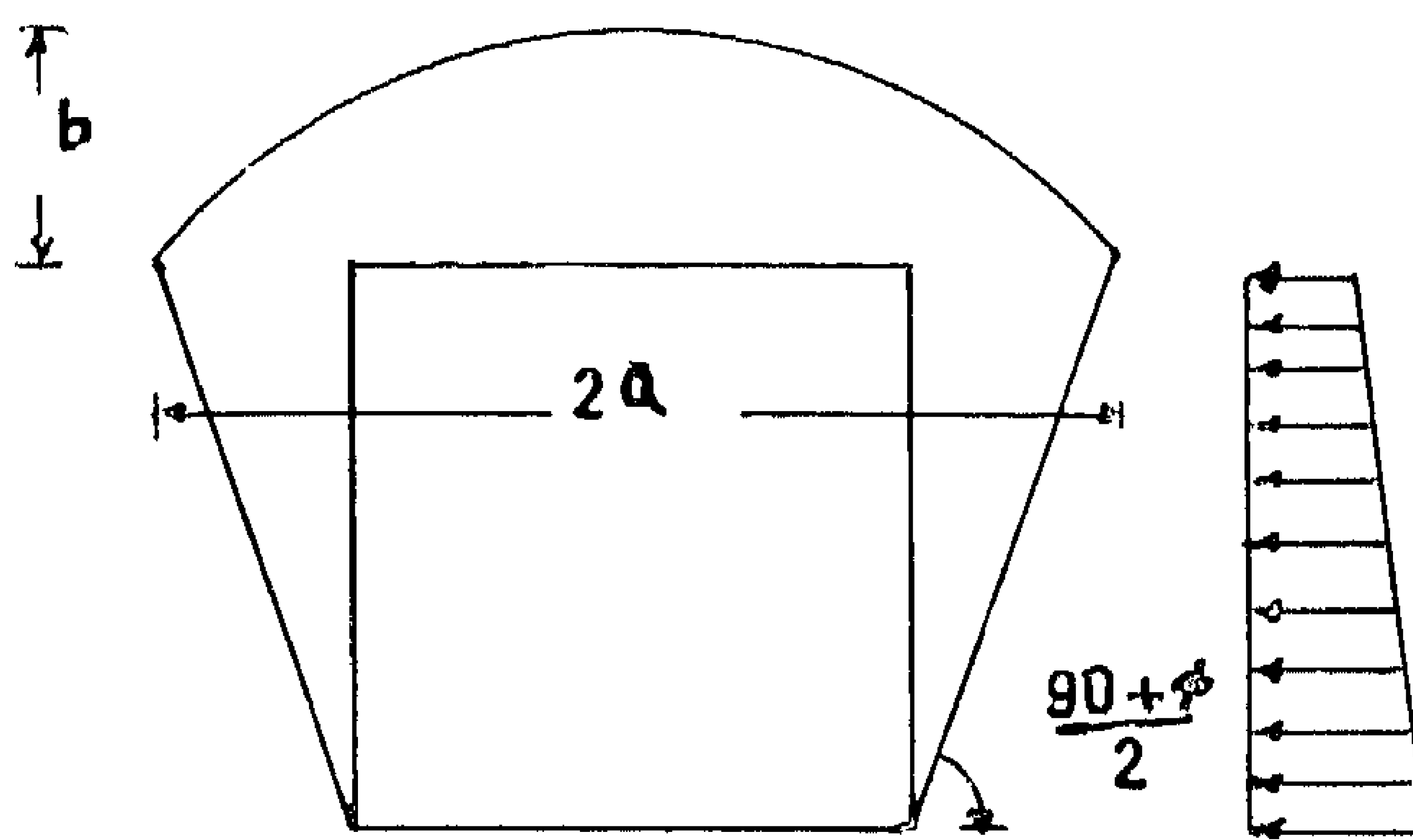
$$P = \frac{4}{3} \gamma \frac{a^2}{f}$$

3.2. Theory of elasticity methods :

This method is based on the assumption that the rock is a homogeneous material on which we can apply the equations of the theory of elasticity.



a-case of vertical rock pressure



b-case of vertical & horizontal rock pressure

rock pressure by arch action theory

(fig.10)

and the horizontal stresses is a result of the vertical stresses and equal to

$$\sigma_2 = \lambda_2 \gamma h$$

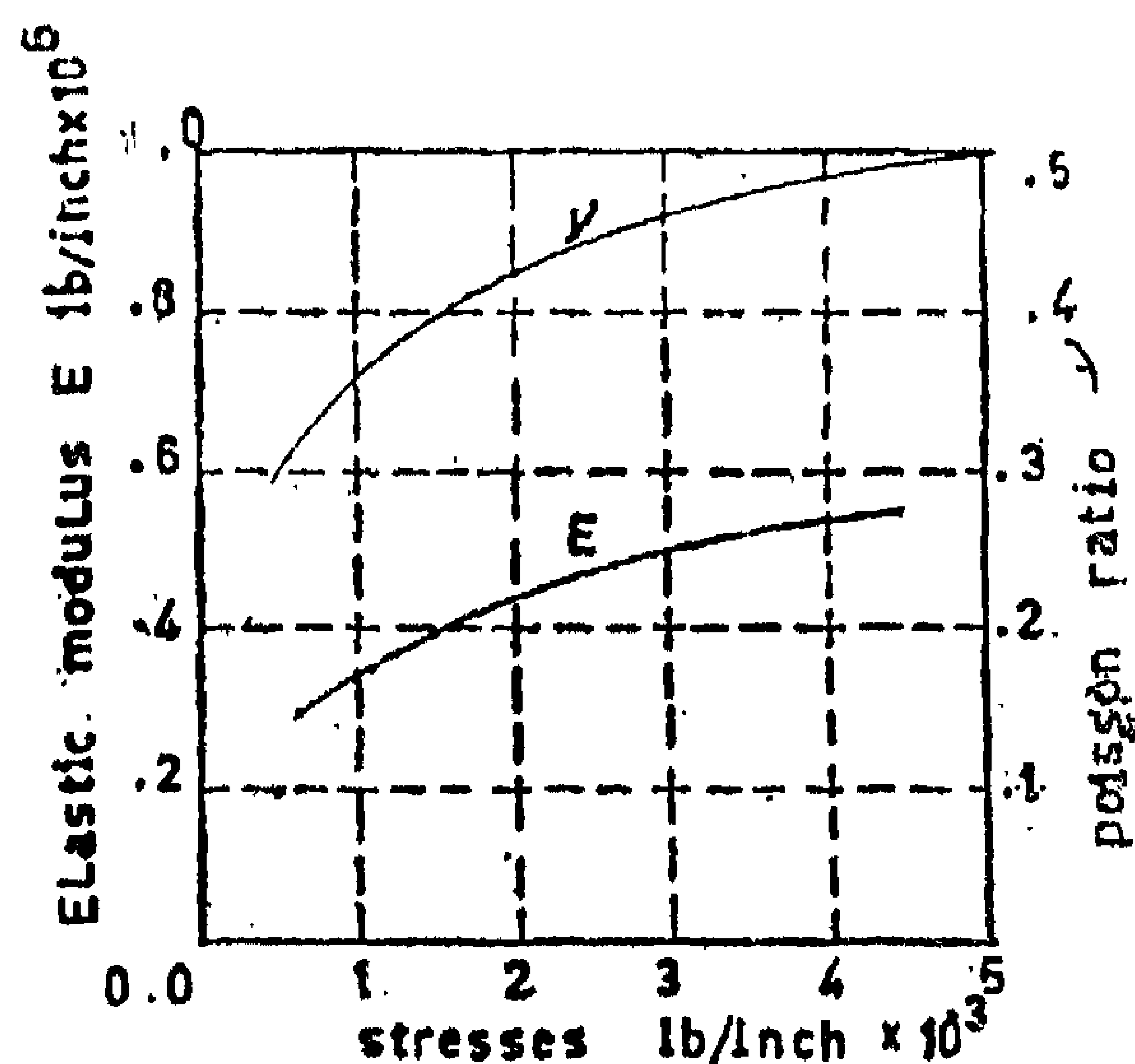
λ_2 = relationship between horizontal and vertical stresses $\lambda_2 = 1$ in case of liquids

in case of elastic materials $\lambda_2 = \dfrac{\nu}{1 - \nu}$

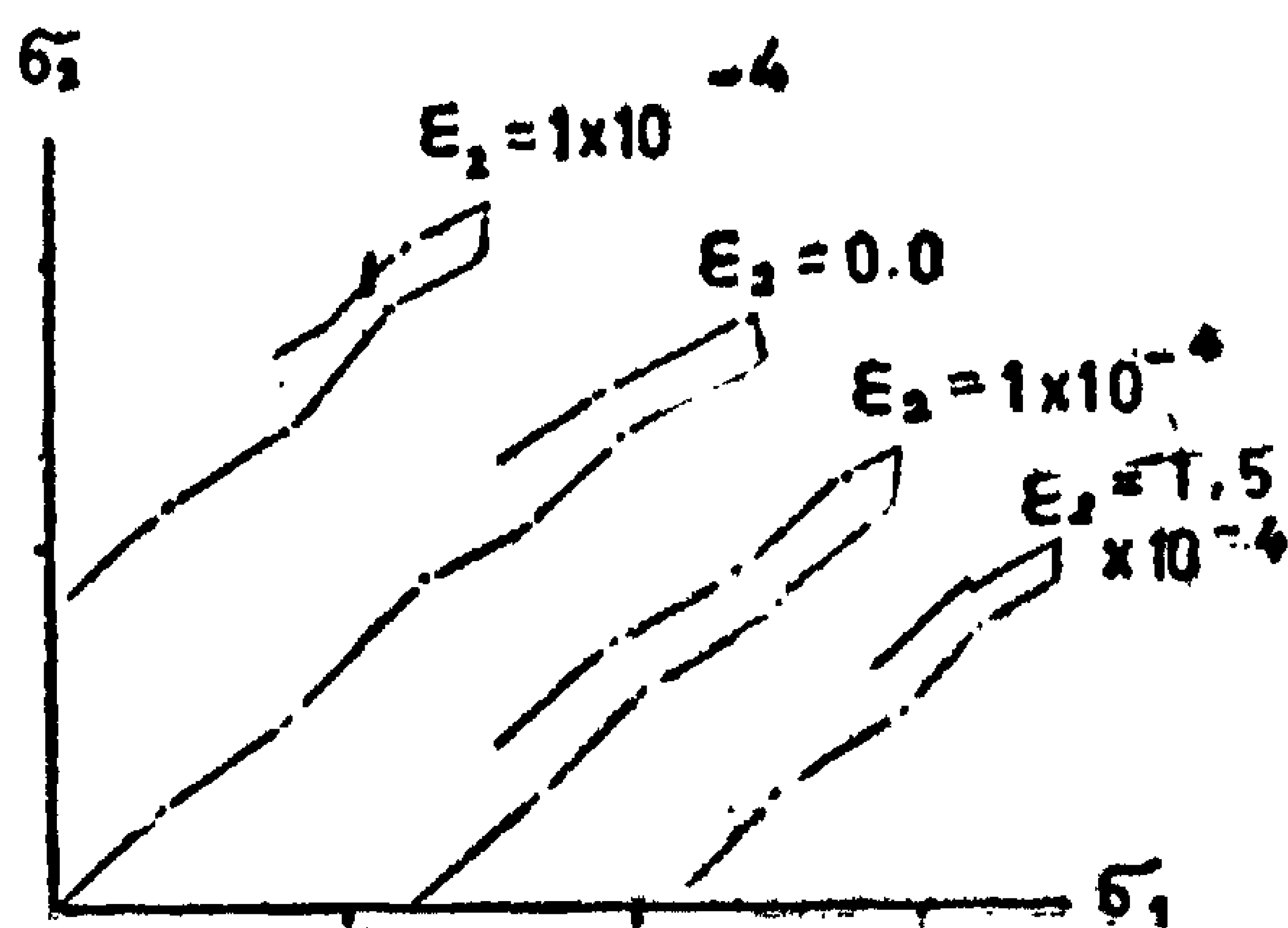
Where ν = poisson's ration which increase with increase of stress until the plastic stage is reached will equal to 0.5 (Fig. 7) (reference 1)

in case of earth pressure $\lambda_2 = tg^2 \dfrac{90 - \varphi}{2}$

Where φ = angle of repose.



(fig. 7)



(fig. 8)

The tests which have been done by Leningrad survey instiutte U.S.S.R. 1961 (reference 5 fig. 8) on rock in plastic stage shows that the relationship between the horizontal and vertical stresses has the following equation.

$$\sigma_2 = \lambda_2 \sigma_1 + B \varepsilon_1$$

where λ_2 = const B = const

ε_1 = initial deformation

The value of λ_2 is different for different rocks.

For studying the flow of stresses surrounding tunnels it is to be studied as a plane strain problem in which act vertical and horizontal stresses (fig. 9).

It is clear that vertical stresses give a tensile stresses in roof and floor of the tunnel, where it give compressive stresses in the walls of the tunnel. But horizontal stresses give a tensile stresses in the walls and a compressive stresses in the roof and floor.

So it is easy to prove that the value of λ_2 has a big effect on the distribution and flow of stresses surrounding the tunnel it has beeen proved that the bigger the value of λ_2 the more stable will be the tunnel (reference No. 2).

2.6 Effect of depth .

The rock pressure on the support of tunnels is to be studied as a plane stress problem (Fig. 9) where vertical pressure on it equal.

$$\sigma_1 = \gamma h$$

and horizontal pressure

$$\sigma_2 = \lambda_2 \gamma h$$

It is quite clear that by increasing the depth h, the stresses in the surrounding mass of the tunnel will be increased too.

The depth has another effect on rock, for depth to about 300 the rock has an elastic response, for depth between 300 to 1300 — 1500 m the rock has an inelastic response for depths over 1500 m. the rock will be subjected to hydrostatic pressure.

From this, it is clear that the depth affects the creep behavior of rocks which in turn affects the value of the pressure on the supports of the tunnel.

It had been found that the deflection according to creep in the roof, walls and floor of tunnels is very large, specially if the surrounding soil is clay. This deflection some times reaches 1.5 m., in these cases also after changing the supports and develope the initial cross-section of tunnel, the deflection begins to appear and continues.

2.3 Shape and dimension of tunnel.

It is clear that the shape of tunnel has the major effect on the redistribution of the stresses in the surrounding mass.

If the problem of rock pressure is to be studied as a plane strain problem (using theory of elasticity) and the tunnel will be as a hole in this plane which has a different stresses on it's edges. The values and shape of flow of stress will be a function of the shape of the hole. It has been proved that the most stable shape is the elipse with the major axis vertical and equal 3/2 the minor axis.

The dimension of the tunnel has an effect on the values of these stresses.

2.4. Type of supports.

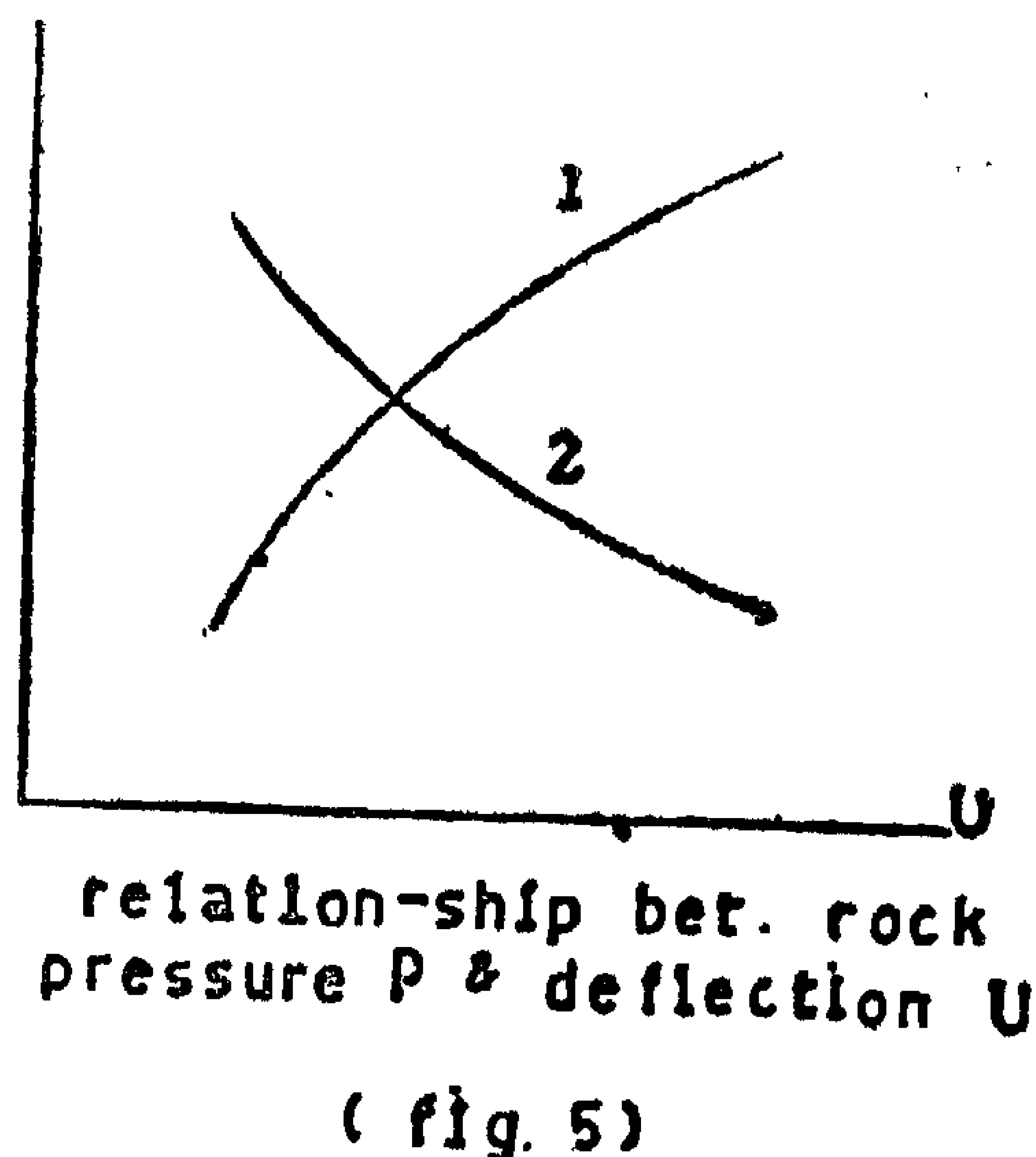
According to the distribution of stresses surrouding the rock of the tunnel. In the region where the stresses in the rock are higher than the failure limit, the rock will move towards the supports. And in the region where the behaviour of the rock is visco-elastic the volume of the rock increase and cause the tunnel opening to diminish. And in such a case deflection of the supports will be noticeable.

It is clear that the bigger the value of the deflection of the support, the bigger will be the loads (curve 1 Fig. 5).

And it is also clear that the bigger the reaction in the surrounding surface of the tunnel. the smaller the values of the deformation of the rocks, which are in contact with the supports, will be (curve 2).

Then the rock pressure on the support is determined from the intersection of curve 1 and curve 2.

In case of rigid supports we have minimum deflection of the supports and maximum rock pressure. And for elastic support we



relation-ship bet. rock pressure P & deflection U

(fig. 5)

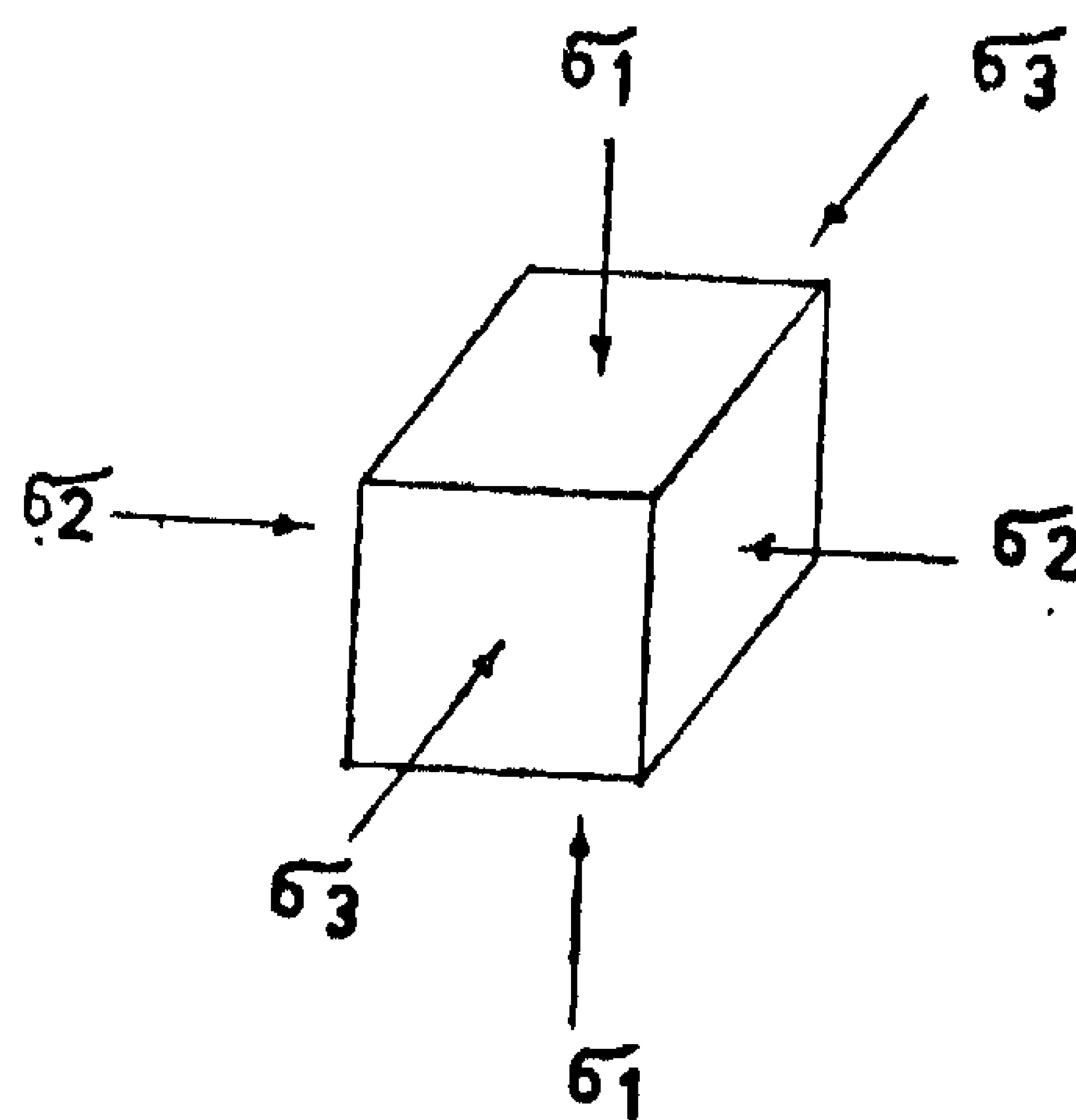
have maximum deflection and minimum internal stresses which lead to small rock pressures.

2.5. The relationship between horizontal and vertical pressure.

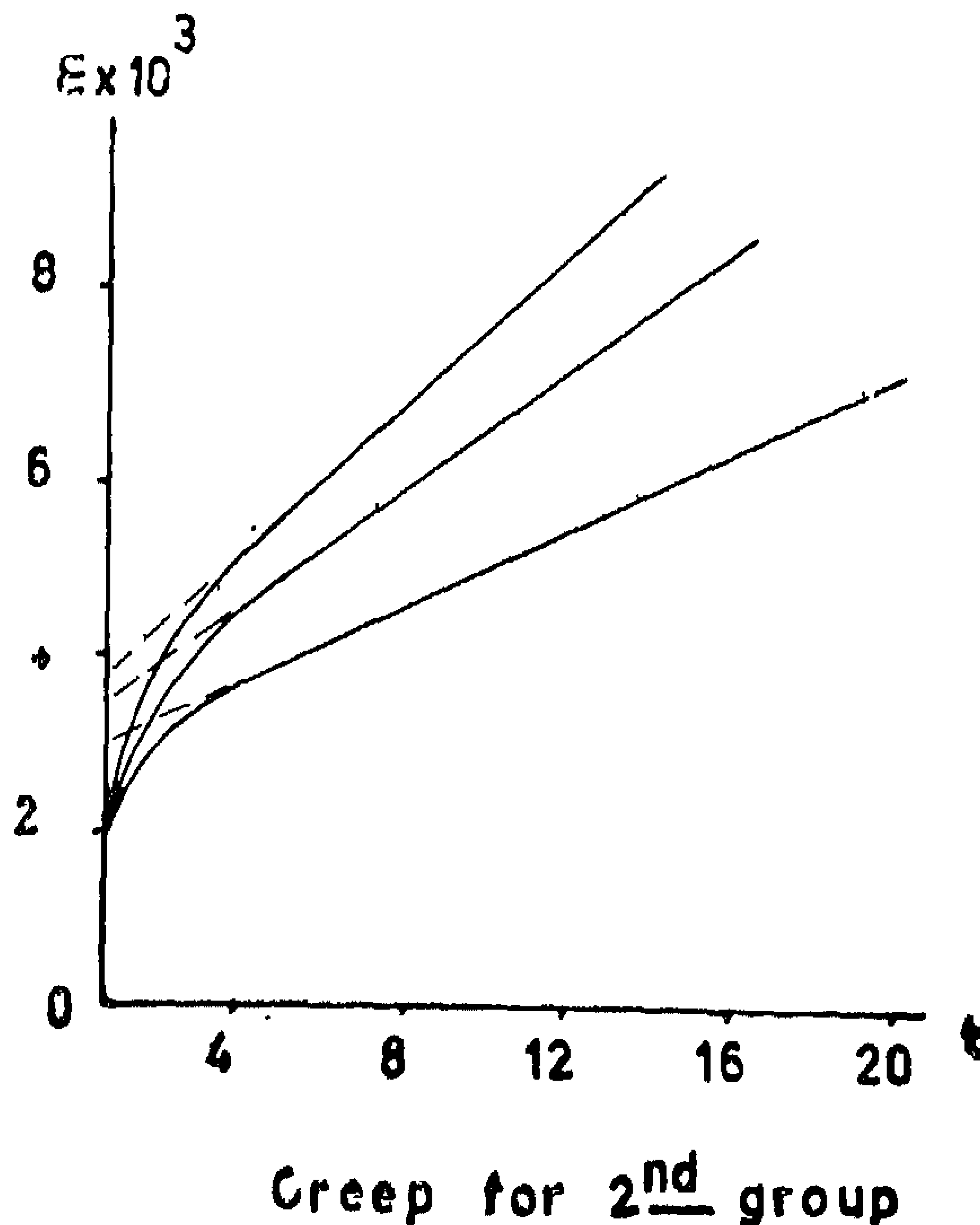
If we consider an element of an underground rock subjected to three-dimensional stresses. One vertical $\sigma_1 = \gamma h$ and two equal hori- zontal stresses $\sigma_2 = \sigma_3$ (fig. 6).

γ = specific gravity of rock

h = depth of the element



(fig. 6)



Creep for 2nd group

(fig . 4)

In case of three dimensional stresses the deformation in equation (1) will have the following shape.

$$\varepsilon'_x = \frac{1+\nu}{E} \cdot \frac{\partial}{\partial t}\left(\sigma_x - \frac{3\nu}{1+\nu}\sigma_n\right) +$$

$$\frac{1}{2t_0}\left(\frac{3\alpha+1-2\nu}{E} + \frac{3\sqrt{3\beta}}{E^2}T - \frac{F}{T}\right)(\sigma_x - \sigma_n)$$

. . . .

. . . .

$$\dot{\gamma}_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E}\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial t} + \frac{1}{t_0}\left(\frac{3\alpha+1-2\nu}{E} + \frac{3\sqrt{3\beta}}{E^2}T - \frac{F}{T}\right)\tau_{xy}$$

$$(x, y, z)$$

deformation in equation (2).

$$\dot{\varepsilon}_x = \frac{1+\nu}{E}\frac{\partial}{\partial t}\left(\sigma_x - \frac{3\nu}{1+\nu}\sigma_n\right) +$$

$$\frac{1}{2t_0}\left(3^{\frac{m+1}{2}} A \frac{T^{m+1}}{E^m} - \frac{F}{T}\right)(\sigma_x - \sigma_n)$$

. . . .

. . . .

$$\dot{\gamma}_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E}\frac{\partial \tau_{xy}}{\partial t} + \frac{1}{t_0}\left(3^{\frac{m+1}{2}} A \frac{T^{m+1}}{E^m} - \frac{F}{T}\right)\tau_{xy}$$

$$(x, y, z)$$

where

$$\sigma_n = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

$$T = \frac{1}{\sqrt{6}}\sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2}$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3}}\sqrt{(\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2}$$

Fore rocks of the second group the equation of MAXWELL can be used

$$\dot{\varepsilon} = \frac{1}{E}\left(\dot{\sigma} + \frac{\sigma}{t_0}\right)$$

$$\sigma = cons \quad , \quad \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad \text{at} \quad t = 0{,}0$$

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}\left(1 + \frac{t}{t_0}\right)$$

As a result of time which has an effect on creep, the rock pressure on supports increases. This relation can be explained by the following:

After the development of the tunnel and the re-distribution of stresses in the surrounding masses, the places where the stresses are not in elastic period, the rock begins to increase in it's volume as a result of the creep, this increase will be in the direction of the tunnel (the only space) and the rock will begin to give pressure on the supports of the roof, walls and floor of the tunnel. This rock pressure will be a function of time and depends on the character of the creep.

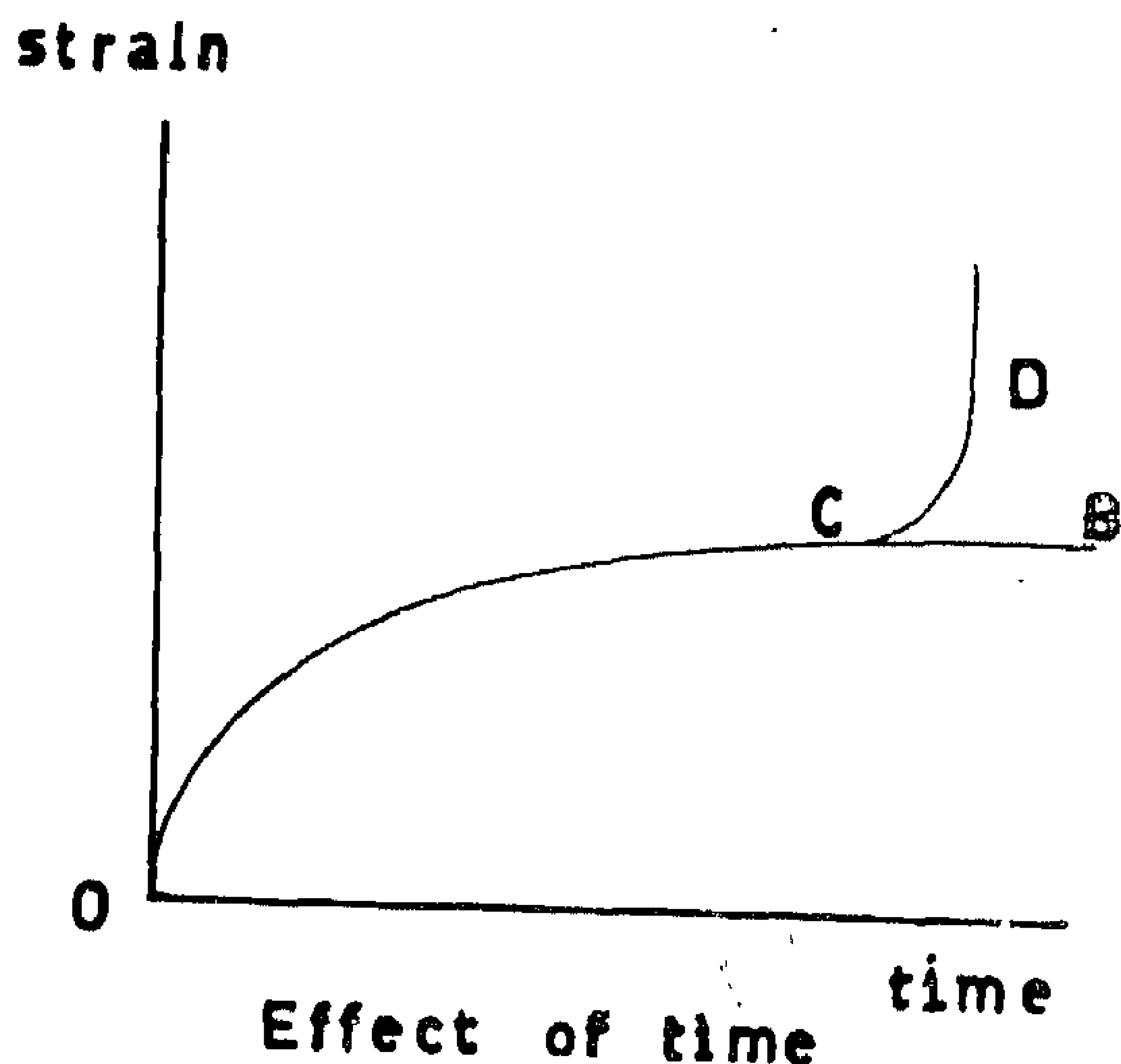
reffered to as visco-elastic behavior (creep).

If the stressis equal to (A) and the instantaneous strain is equal to (AA_o) point A_o is the intersection of (A $\overline{A}$) and (zt_o). After a certain time (t_1) the strain will be equal to AA_1. At ($t\infty$) the strain will reach the value $AA\infty$ lsymptotically.

If the stress is equal to (B) and the instantaneous strain equal to (BB_o), the strain will increase with the increase of time until failure curve is reached, between time (t_2) and (t_3)

If the stress equals (C) or more the specimen immediately reaches the failure stage.

This relationship can be explained also by the curve shown in figure 2.



Effect of time

(fig. 2)

In the first case of loading (A) the deformation will increase with the increase of time until a cretain limit is reached where it comes to and end. In this case

$$\frac{d\varepsilon}{dt} \longrightarrow \text{zero}$$

Curve OCB.

In the second case of loading (B) the deformation will increase with the time until a cretain limit (C) is reached, and the deformation will increase rapidly.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} \longrightarrow \infty$$

and the failure stage is reached.

2.2 Time and Creep character.

Creep has been studied by several methods in general it can be said that the deformation of creep has the following equation.

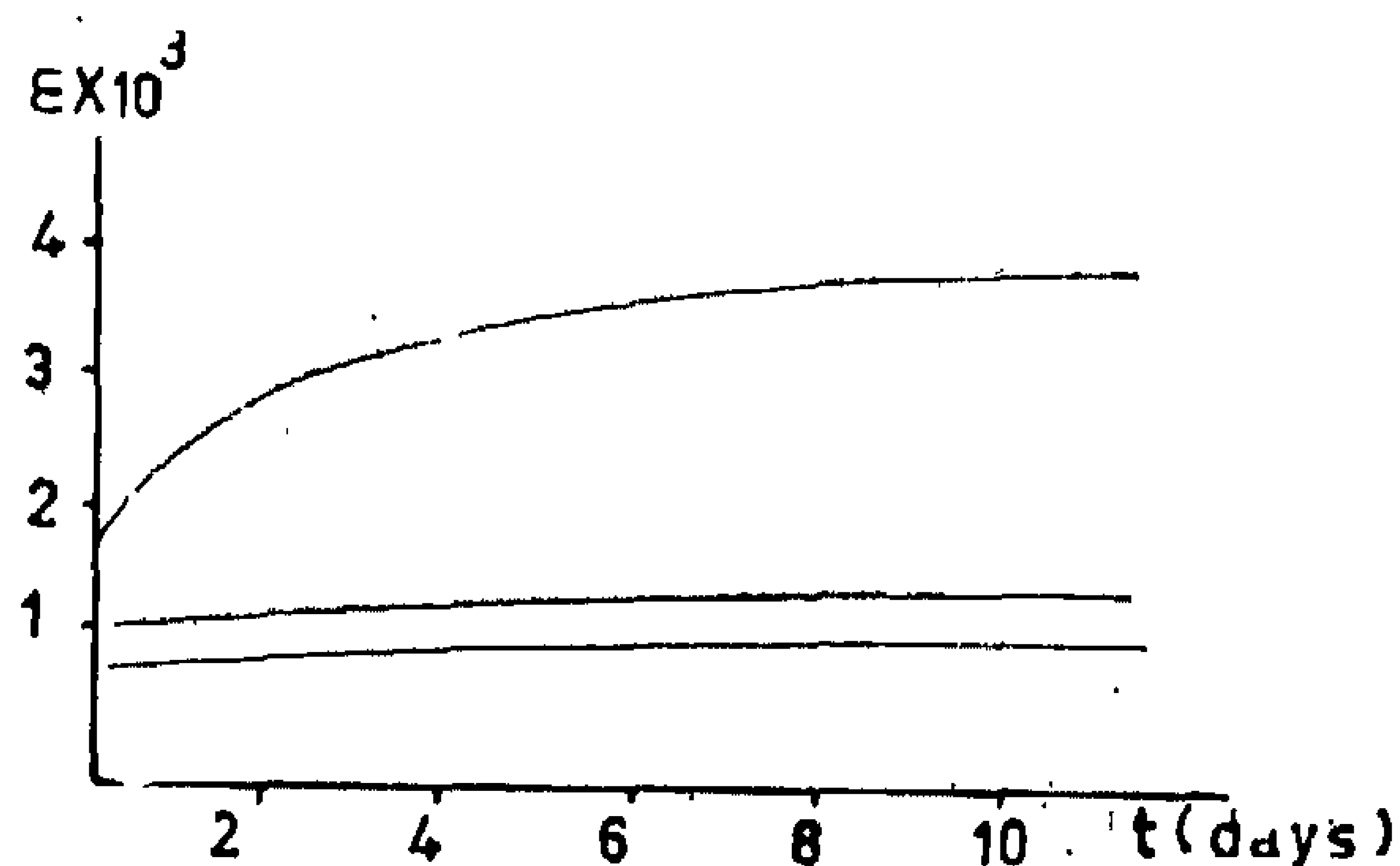
$$\varepsilon = A + B \log t$$

Where A and B = const

t = time

This equation means that the deformation increase without limit. The rocks can be divided into two groups according to their creep behaviour.

1st Group: includes silty, sandy rock, stones,—etc. Deformation due to creep, will be decreased by increasing the time until it stops within a certain period (Fig. 3)



Creep for rock 1st group

(fig. 3)

2nd Group : includes clay. The deformation due to creep is unlimited i.e. increases by increasing the time to infinity (Fig. 4).

For rock of the first group the deformation has the following equation .

$$f\left(\frac{\sigma}{E}\right) = \alpha \frac{\sigma}{E} + \beta\left(\frac{\sigma}{E}\right)^2 \dots\dots (1)$$

or

$$f\left(\frac{\sigma}{E}\right) = A\left(\frac{\sigma}{E}\right)^m \dots\dots (2)$$

Where

$$f\left(\frac{\sigma}{E}\right) = \varepsilon_\infty$$

α, β, A and m are Cons.

is a coal mine with depth of about 3000 m.) The use of arch action theory for depthes of more than 500 m gave inaccurate results.

In recent times the problem of rock pressure and the factors which affect the values of the rock pressure, must be solved. This is a very difficult problem to solve completely since it requires a large amount of theoretical, field and laboratory work.

In this paper the writer is trying to study factors which affect the values of the rock pressure on tunnels, the different theories used to solve this problem.

And in conclusion, general equation is recommended for the determination of the values of rock pressures.

2 — THE FACTORS AFFECTING THE VALUES OF ROCK PRESSURE

The rock pressure is the result of the concentration of stresses in the roof and walls of the tunnels. If this stress reaches the failure stage of rock, the rock will be destroyed and begin to act with its weight on the support, this is known as «rock pressure on the support of the tunnel»

The factors affecting the values of rock pressure are:

2.1 The physico-mechanical character of rock

2.2 Time and creep character.

2.3 Shape and dimensions of the tunnel.

2.4 Type of supports.

2.5 Relationship between horizontal and vertical pressures.

2.6 Depth.

2.1 Physico-mechanical character of rock.

Generally the physico-mechanical character of rock is studied on models in the laboratory. The question arrises whether the behaviour of the model and the prototype are identical.

The rock under-ground is under pressure while the specimen in the laboratory is distrurbed and unloaded.

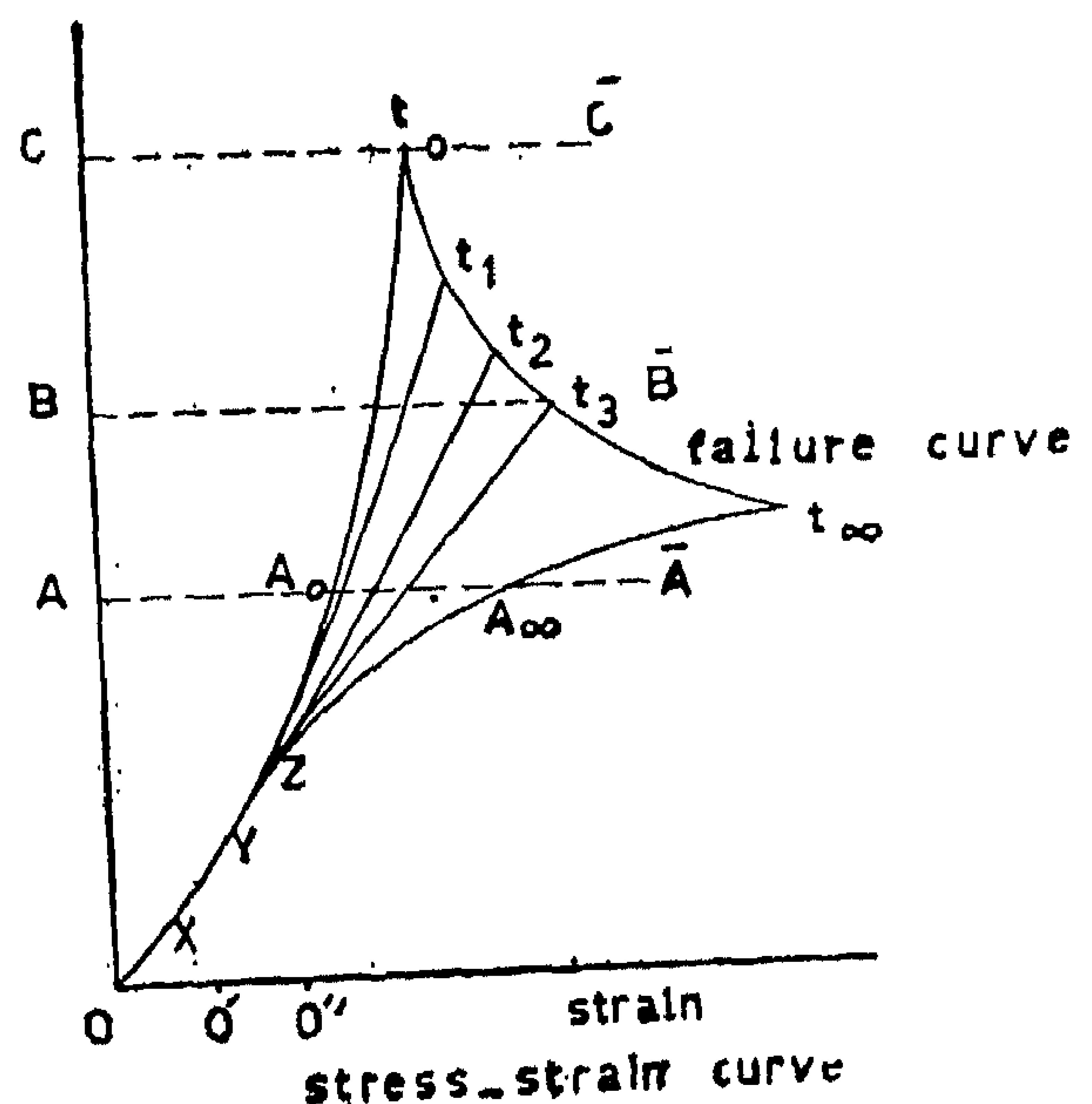
In under-ground conditions there are cracks and voids in the rock, and in general these effects cannot be fully tested under laboratory conditions.

Usually all tests are carried out, under laboratory conditions, and it is only in the last few years tests in the field have been carried out, but this method is new and has many disadvantages.

From these two methods only a general idea of the physico-mechanical character of the rock can be obtained, but a rigorous solution for the problem cannot be found.

Stress-strain curve of rock.

In case of rock materials the elastic limit is reached at stresses equal to 15-20% of the failure stress, in this case the relationship between stress-strain is linear.



(fig. 1)

In the inelastic range (Fig. 1) we have two regions : (yz) and (z t). In the first region (plastic region) the strain is nonlinear function of stresses.

In the second region (visco-elastic) the strain is not only a function of stresses but also of time. This time dependent behaviour is usually

ROCK PRESSURES IN TUNNELS

By

Dr. Ing. HASSAN MAHMOUD EMAM

I — INTRODUCTION

Rock pressure is one of the difficult problems concerning the under-ground structures.

The theory of rock pressure is very important to determine the type and the kind of support which must be used.

This problem is not new; study of it began in the eighteenth century, the theory was based on the assumption that rock pressure was equal to the weight of the earth above the tunnel to the ground surface level.

In practice it was found that the values of rock presure are much smaller than they were supposed to be. At the beginning of the twentieth century several other theories were put forward, e.g. the theory of arch action.

Some scientific men tried to solve this problem experimentally by making tests on models and find imperical formulaes (like Protadiokan, Tcemparovitsh, and others). Others were making field tests in order to find imperical formulas (like Professor Bacrofsky, Arlove and others).

While others have solved this problem theoretically basing on the elastic and plastic theories (like Puppinnate, Lepermann, Ranov and others).

Rock pressure on supports depends on :

— Flow of stresses through the mass surrounding the under-ground opening.

— The values of these stresses.

— The physical-mechanical character of the rock.

— The shape and dimensions of the opening.

— The depth of the opening.

— The types of the layers of the rock over the opening.

— The type, kind and character of the supports.

— The time (Age of the opening).

If the stresses are less than the elastic limit, then the opening will be stable and the roof and walls will have elastic deformation, and no supports are required.

If the stresses near the roof and walls of the opening exceed the elastic limit and are less than the failure limit, the opening will be stable just after construction but after a certain period the rock begins to deteriorate (depending on creep character of the rock. In this case supports are required.

If the stresses, in one or more places in the surrounding rocks, is higher than the failure limit, the rock immediately, at the time of construction, is destroyed and supports are required.

The arch action theory is usually used to calculate rock pressures for under-ground co.. struction.

The use of this theory has found wide applications in U.S.S.R., U.S.A., England, France and several other countries. It is a very simple theory and it gives reasonably accurate results.

In recent times, tunnels deeper than 500 m (generally used in mining purpose; for instance in U.S.S.R., mining depths go down 1200 m; in South Africa it goes to 2500 m,. in India there

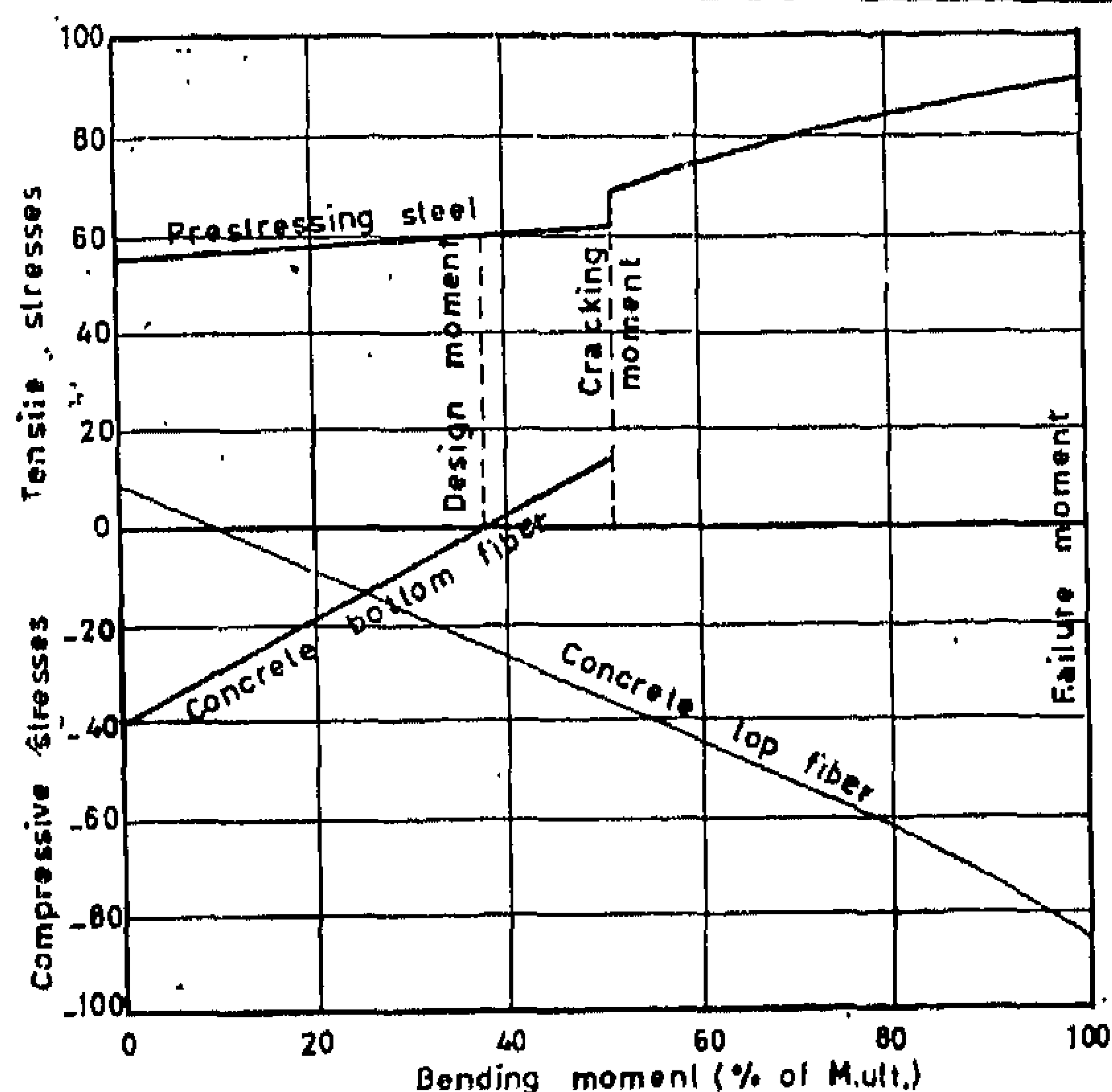


FIG. 31 _ STRESS _ MOMENT DIAGRAM

Note : All stress in percent of corresponding static ultimate stress

a — Determination of the dynamic cracking Moment :

Point (A) on the stress-moment diagram figure (32) represents the bottom fiber stress at dead load moment and is the starting point from which a horizontal projection is made over to the failure envelope of concrete. Having a lower stress limit at point (B) on the failure envelope, it is only necessary to project vertically to point (c) and establish the upper limit of the stress range which causes cracks after one million cycles. A horizontal projection from point (c) back to an intersection with the bottom fiber curve on the central diagram at point (d) results in the establishment of the dynamic cracking moment at 40% of static ultimate moment. In other words in this particular example, one million load cycles from the dead load moment to 40% of the static ultimate moment will induce cracks in the bottom surface of concrete.

b — Determination of the Dynamic Ultimate moment .

The ultimate moment under dynamic loading is found in the same manner as the cracking load i.e. by projecting in turn from the moment diagram to the failure moment, however, we have to observe two failure conditions one for steel and the other for concrete. The dynamic ultimate moment based on the steel is 56% of static ultimate moment and is 83% of the static ultimate moment of the beam for concrete fig. (32).

4 — CONCLUSION

Due to the cumulative effects of repeated loading, it seems necessary to check the different sections of the members subjected to this type loading. The writer recommends the use of the method based on the mean moments similar to that previously described for reinforced concrete members.

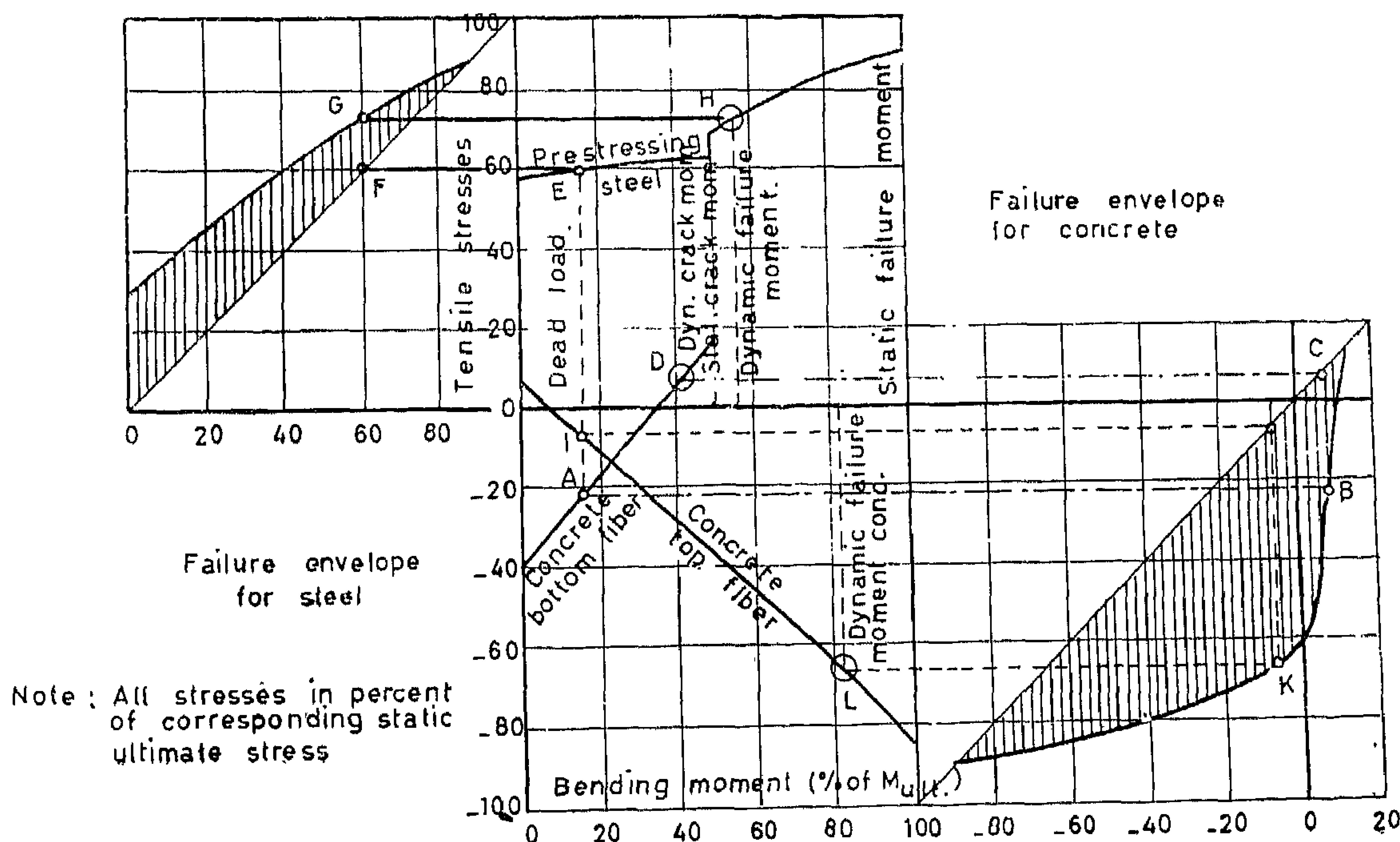


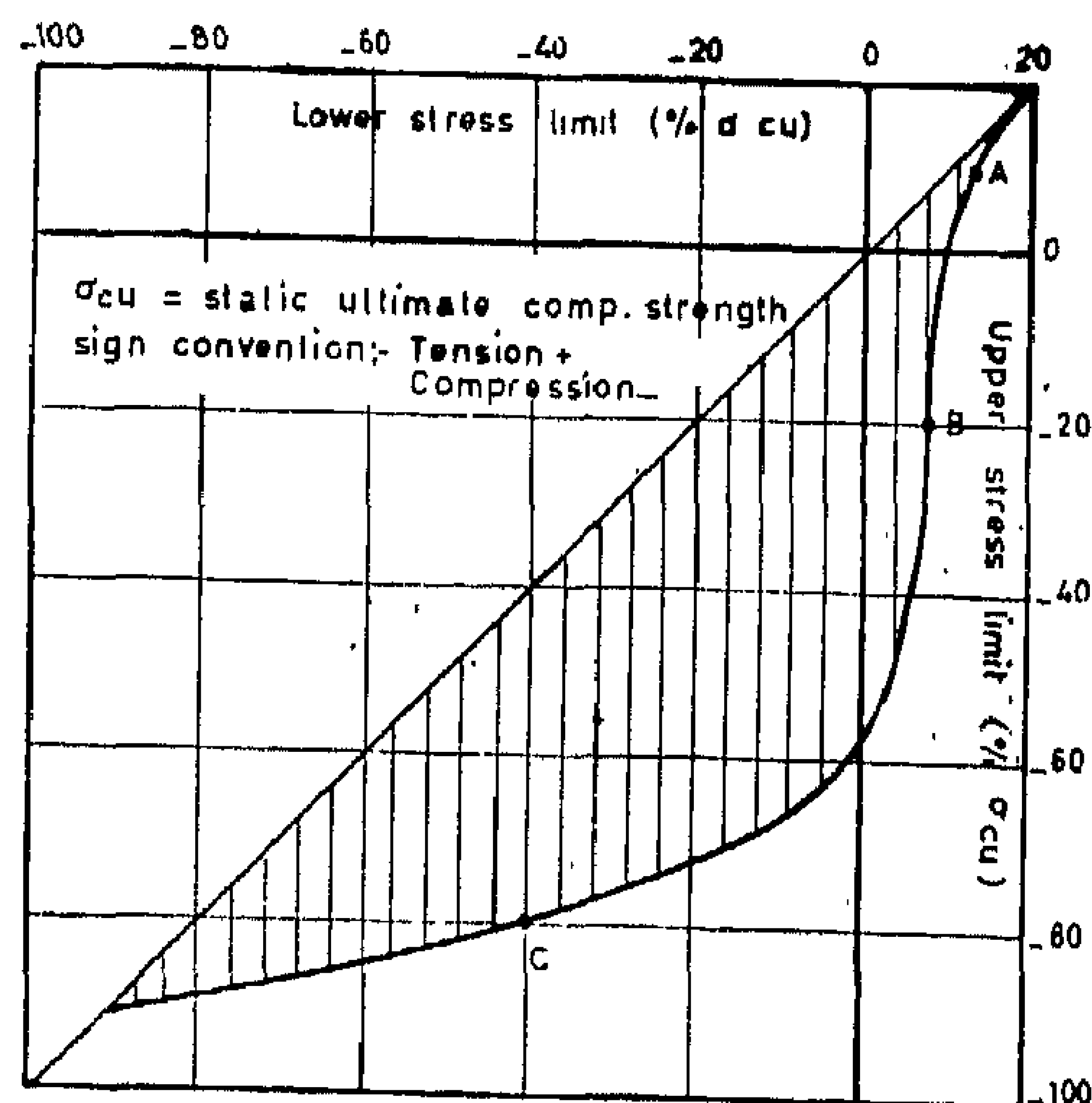
FIG. 32 – STRESS – MOMENT DIAGRAM.

For mild steel under repeated loading in mechanical designs a factor or safety of 2.5 of the endurance stress (fe) is usually adopted. When such a metal is used as reinforcement in concrete this value can be safety reduced to 2.0 instead of 2.5 due to the fact that the fatigue conditions in such cases are of considerably less effect than those liable to appear in the case of machine members. Also the embedding of such bars with perfect bond may justifyh such a reduction in the value of the factor of safety.

c — PRESTRESSED CONCRETE MEMBERS:

For prestressed concrete members subjected to repeated loading. Some investigators suggested a modified Goodman diagram for each of steel and concrete separately. The modified Goodman diagram for the prestressed concrete element will be typical to that of steel or concrete depending on whether the prestressing steel fatigue or concrete fatigue will govern the failure similarly as discussed before for ordinary reinforced concrete.

Another interesting method to predict the endurance strength of prestressed concrete members based on the failure envelope of the materials involved can be presented and summarised in the following steps :—



FATIGUE FAILURE ENVELOPE FOR CONCRETE.

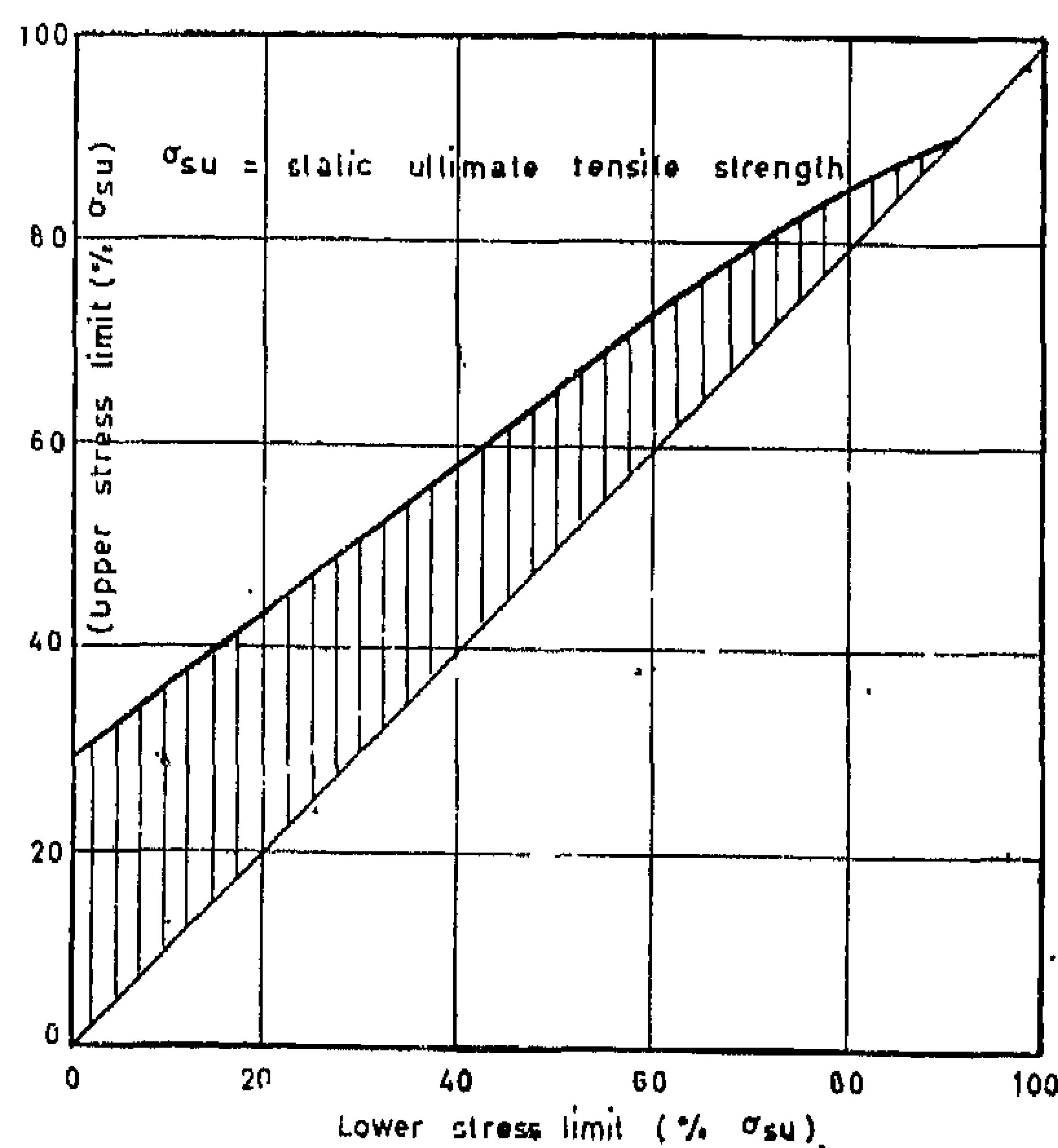
FIG 30. FATIGUE FAILURE ENVELOPE FOR STEEL AND CONCRETE

i) The fatigue failure envelope for prestressing steel and concrete :

In order to find a connection to the dynamical behaviour two fundamental diagrams which show the dynamic properties of steel and concrete i.e. modified Goodman diagrams figure (30) are introduced.

ii) The stress Moment diagram :

The first step taken is to determine the stress moment relationship or diagram for a critical cross section of the member in question. This



FATIGUE FALURE ENVELOPE FOR PRSTRESSING STEEL.

is made by expressing the actual stresses and moments as a percent of the corresponding ultimate stress figure (31) The curves of this example are made for a beam having the percentage of steel required for a balanced design or in other words if the stress in the steel at the ultimate moment corresponds to the stress causing a 0.2% permanent deformation in the steel.

iii The Combined diagram:

Figure (32) shows the resulting combined diagram, which makes the determination of the dynamic cracking load and the dynamic ultimate load (i.e. cracking and ultimate moments under repeated loading as limited by steel or concrete available. These loads or moments can be determined as follows:

of moment. Such a reversed cycle for moment usually does not take place due to the action of heavy dead loads present in case of reinforced concrete structures.

In continuous beams, however, such a reversed moment cycle may occur and should then be taken into consideration. Figure (29) show the relation between the mean moment Mm applied (values a, b & c) and the corresponding possible range of repeated moment R .Ra, Rb & Rc respectively).

The accurancy of the suggested diagram has been amply verified by the experimental results obtained from tests carried out on different reinforced concrete elements in the laboratory.

The notations used in this diagram for a reinforced concrete member of given section are:

M_{max} = maximum repeated moment.

M_{min} = minimum repeated moment.

R = range of repeated moment

$= M_{max} - M_{min}$

M_r = varying or oscillating moment.

$$= \frac{M_{max} + M_{min}}{2} = \frac{R}{2}$$

M_m = mean repeated moment (moment due to steady loads).

$$= \frac{M_{max} + M_{min}}{2}$$

$M_{u.st}$ — Ultimate static moment of resistance (calculated using any of the available equations of ultimate design, e.g. C.E. Kesler formula:

$$M_{u.st} = A_s \cdot d \cdot f_u \cdot (1 - \tfrac{1}{2}(\frac{A_s \cdot f_u}{b \cdot d \cdot f_u}))$$

Where f_u — ultimate tensile strength of steel.

$M_{w.st}$ = Design or working moment for static case of loading.

$= M_{u.st} \div$ factor of safety for static loading design.

$M_{cr.p}$ — Moment producing maximum permissable cracking width under static loading — maximum permissable width of crack under static loading according to most codes of practice — 0.25 mms and can be calculated by any of the available equations such as th following formula suggested by C.E. Kesler,

My = Yielding moment = cracking moment.

$$= A_s \cdot d \cdot f_y \, (1 - \tfrac{1}{2} (\frac{A_s \cdot f_y}{b \cdot d f_c}))$$

where f_c = crushing stress for concrete.

M_e = Limiting endurance moment (limiting safe repeated moment.

$= f_{es} \cdot A_s y_{ct}$

(the limiting endurance of the reinforced concrete element is governed by the steel fatigue i.e. normal or low percentage of steel).

$= \tfrac{1}{2} f_{ec} \times A_s \times y_{ct}$

(the limiting endurance of the reinforced concrete element is governed by concrete fatigue i.e. relatively high percentage of steel).

$M_{w.e.}$ = Limiting working or design moment.

$= M_e \div$ factor of safety for repeated loadings design **

N.B.: For the reinforced concrete sections represented in the given diagram figure (29) the following values were considered:

* factor of safety for static loading design — 1.5

** factor of safety for repeated loading design = 2.0 whether the limiting endurance resistance of the reinforced concrete member is governed by fatigue failure of concrete or steel, this value of the factor safety in case of repeated loadings seams to be adequate.

For concrete under repeated compressive stresses the fator or safety of 2.0 was recommended by most research workers

It should be noted that such a proposed fatigue diagram based on the mean applied loading differs fundamentally from similar diagrams for metal in as much as it applies only to the critical section in which failure likely to occur which section is governed by the method of design. The part of the diagram which is really useful for our purpose and covering most of the structural applications of the reinforced concrete elements is that to the right of the vertical line passing through point G, which is the point beyond which there will occur a reversed cycle

Concrete mix _ (B):

Grading _ B (40% sand)

f_c = 315 kg/cm^2

Rate of loading for beams:

L_1 = 150 cycles / min.

L_2 = 550 " "

For beams _ (L_1 & L_2):

Total length	= 3.3 m.
Effective span (ℓ)	= 3.00 m.
" depth (d)	=35.0 cm.
b x t	=12 x 37.5 cm
Area of steel (A_s)	= 0.535 %

FIG. 29_ FATIGUE STRENGTH DIAGRAM FOR BEAMS _ (L_1 & L_2)

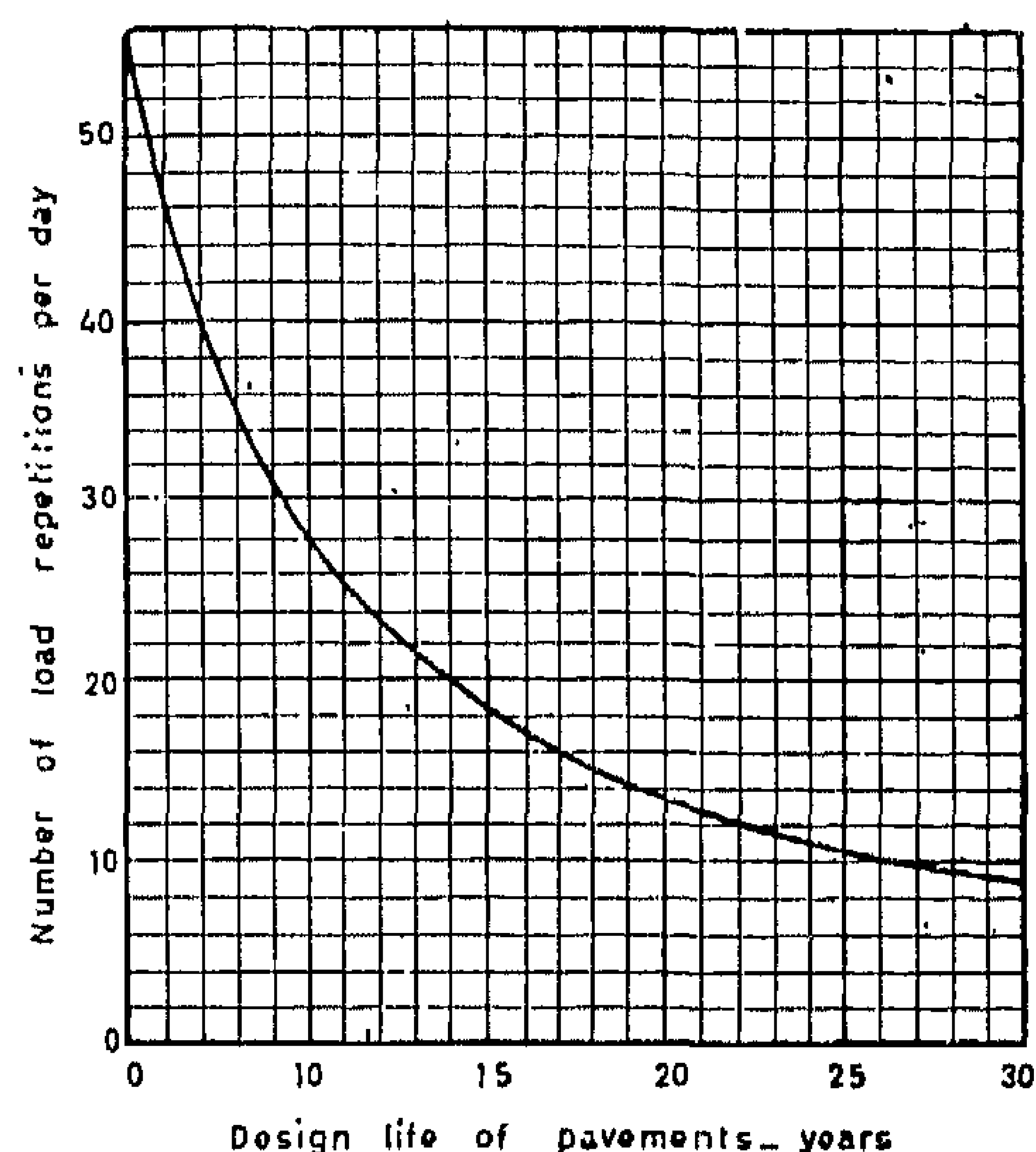


FIG 27_ LOAD REPETITION PER DAY THAT WILL PRODUCE 100.000 STRESS REPETITIONS DURING DESIGN LIFE OF PAVEMENTS.

design and recommended by the American Portland Cement Association.

b — **Reinforced Concrete Members:**

For assessing the strength of reinforced concrete members under repeated loading some recommended such modified Goodman diagram to be made for each of the reinforcing steel and concrete separately.

When the proportion of the reinforcing steel in the section is very small, the deformation of the steel does not lead to crushing of the concrete, and fatigue fracture of the steel may occur. The modified Goodman diagram for such reinforced concrete section would then be expected to be similar in form to that for the steel.

When the proportion of the steel in the section is sufficiently high a concrete failure results and it seems likely that the modified Goodman diagram for such a reinforced concrete section would be similar to that for concrete.

Another method similar to that explained later for prestressed concrete members had been also used to determine the fatigue strength of ordinary reinforced concrete members.

Nowadays, due to the progressive tendency to use so heavy loads with considerably higher speeds in most of the repeated loading problems one concentrates the attention to the mean stress of a cycle and the range of stress applied about that mean figure (28).

For this reason a new fatigue strength diagram was investigated by the writer for reinforced concrete elements subjected to repeated loading. Such a diagram is based on the mean or steady supported loads & takes at the same time into consideration the different factors affecting the reinforced concrete member (e.g. the properties of the concrete mix, type of steel, loading conditions, etc.) as it takes also into consideration the maximum static resistance of the element, possible value of loading to produce the maximum permissable cracking width, limiting endurance resistance of the element and the factor of safety necessary for the case of loading and conditions under consideration.

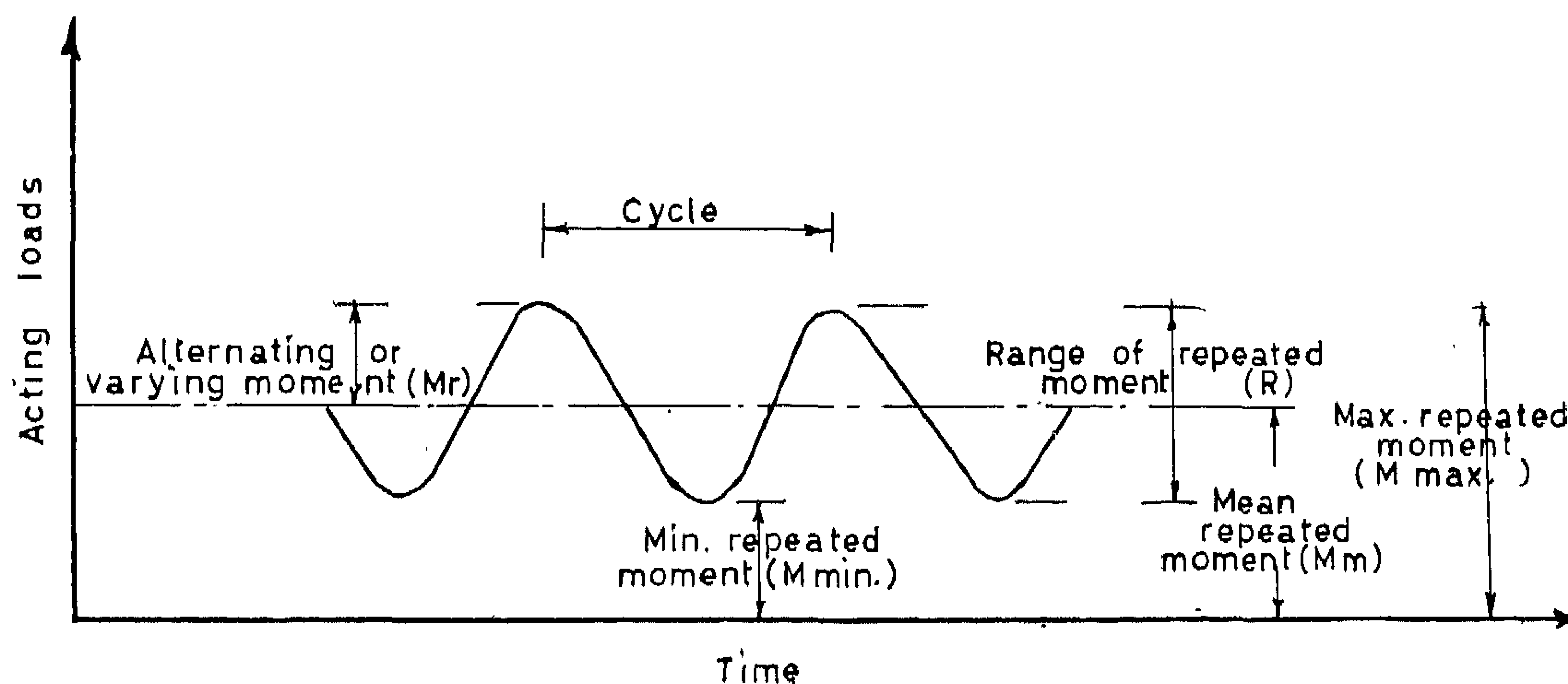


FIG. 28_ DEFINITION OF FATIGUE TERMS OF PROPOSED FATIGUE STRENGTH DIAGRAM FOR REINFORCED CONCRETE MEMBERS.

for a better practical method based on more experimental studies and investigations has been more imperative. As a result of some of these studies carried out on different types of concrete subjected to repeated loadings various methods and diagrams were suggested in trials to obtain more reliable informations about such members safe endurance resistance and among them are the following :

a — **Plain Concrete Members :**

For plain concrete members the studies carried out were only some applications of the modified Goodman diagram figure (25). Most of these applications were to describe mainly the fatigue behaviour of concrete under the effect of compressive stresses wether resulting from axial or bending loadings. This may be due to the fact that in design it is generally assumed that concrete resists only compression.

The diagram illustrates the effect of the range of stress on concrete fatigue by relating the fatigue strength to the maximum and minimum stresses to the 45-degree line instead of

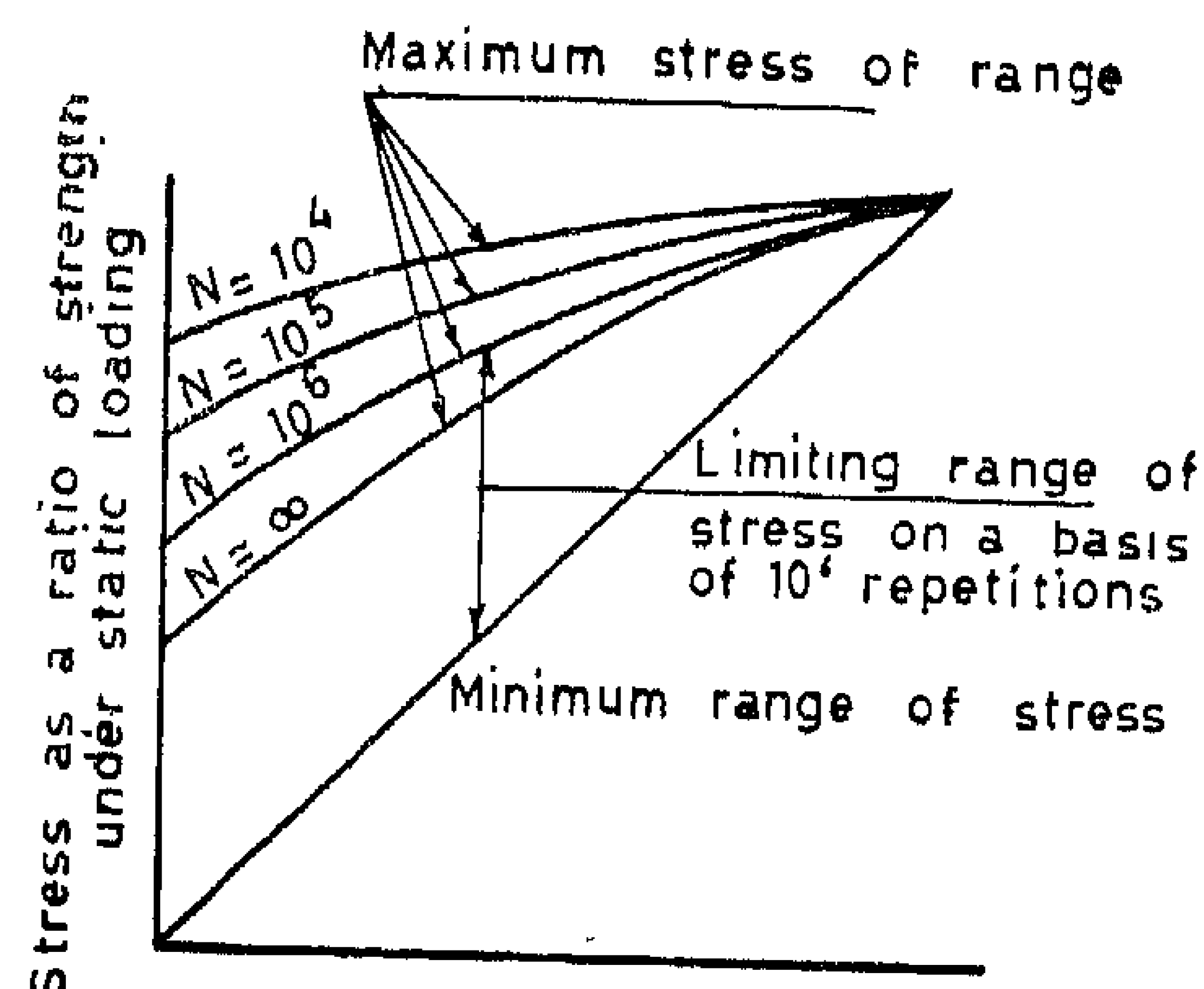


FIG. 25_ FORM OF THE MODIFIED GOODMAN DIAGRAM FOR DIFFERENT ENDURANCE

X axis. Thus, the vertical intercept between the 45-degree line and the upper curve specifies the range of stress which can be taken repetitively for a specified time.

Other methods for design by the aid of special curve drawn for the endurance resistance of such members with time are also in use as shown in figures (26, 27) for concrete pavement

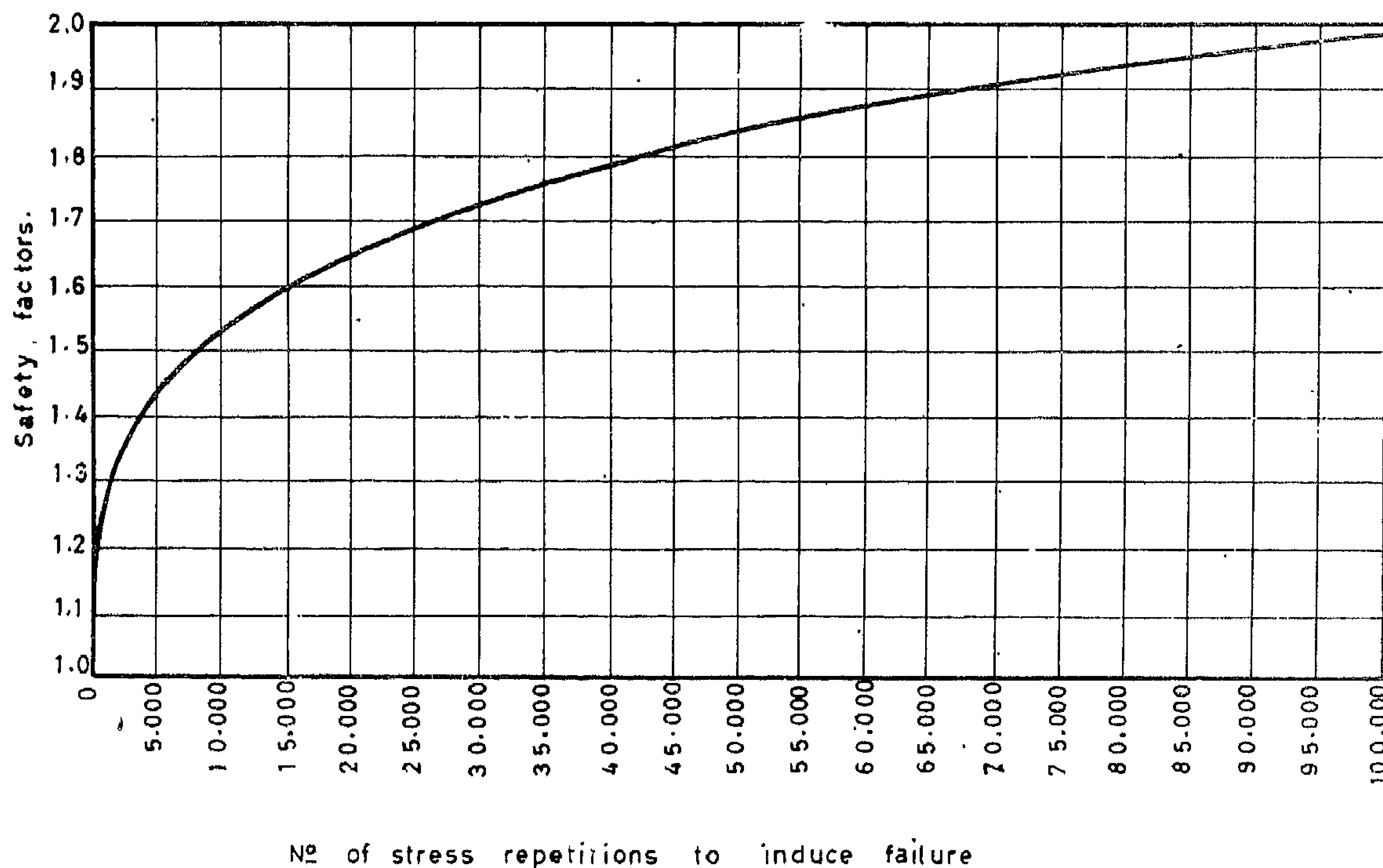


FIG. 26_ FATIGUE OF CONCRETE IN FLEXURE (AMERICAN PORTLAND CEMENT ASSOC. ON CONCRETE PAVEMENT DESIGN

diagonal cracking before the reinforcement breaks and to be lower than the load corresponding to the static shear moment of the beam and to a certain percentage of the static load so that the beam may not fail in shear compression before the reinforcement fractures.

d — **Fatigue of reinforcement, no diagonal tension cracking**. Fig. (24-e).

Beams develop tensile cracks in the earl stages of loading and then fail due to fatigue of reinforcement in the maximum flexural moment region. In this case, the beam should have a relatively high static diagonal cracking load as compared to the static mximum flexural carrying capacity. However, the maximum repeated load can not be so high as to be able to cause diagonal cracking before fatigue failure of the reinforcement.

Generally, cracking reduces the moment of inertia of the section and changes its properties and hence most failures of reinforced beams under repeated loading seemed to be connected with severe cracking and the possible stress concentration and/or abrasion connected with these cracks.

In addition to the above mentioned points the capacity and stability of the reinforced concrete members to resist repeated loading is also greatly influenced by.

i — The type of support; if fixed fully or partially or simply supported. However, in case of simply supported reinforced concrete elements a greater damaging effect is to be expected.

ii — The amount of compaction, as less compaction may result in the weakening of bond which may in turn cause unexpected type of failure.

iii — For members strong enough in the shear and diagonal zones the thickness of the bar's concrete cover will affect considerably the cracking pattern of such members especially under higher values of repeated loading.

However, it seems that there is a certain critical thickness for that cover below which full bond cannot be assured and above which numerous cracks will develop and propagate leading to failure.

vi — For beams of fatigue resistance depending mainly on the endurance life of the reinforcement, the reinforcing bars should be of the same diameter or of minimum possible variation in their diameter.

The use of the adequate spacing between the bars and their good surface conditions are essential to ensure better loading conditions and distribution, so that no stress concentrations would occur.

In conclusion many investigators suggested a load factor ranging between 1.5 and 2.5 for reinforced concrete members under repeated loading. This factor is based on the normal permissible load for member reinforced with normal percentage of steel. Special attention to the design of shear reinforcement may, therefore, be desirable when reinforced concrete elements are to subjected to relatively heavy repeated loadings.

3 — PROPOSED METHODS OF ANALYSIS AND DESIGN OF CONCRETE MEMBERS SUBJECTED TO REPEATED LOADINGS:

In the last two or three decades the effect of repeated loading known as fatigue have taken its place as one of the most important subjects in the engineering field. The code of practice which was generally accepted by most of the previous concrete designers when such an effect of repeated loading was to be taken into consideration was to increase the actual loads by a certain factor which was mostly based on practical experience. Most of the repeated loading tests carried out later proved also that such a suggested safety factor against repeated loading effect was not quite adequate. At the present the possible repeated loadings on the different concrete elements or structures have become rather complex in character and highly variable in magnitude, in frequency of occurance and in speed of applications. For these reasons the need

cracks, these will not close entirely especially if some small particles of concrete are shipped off. For these reasons the cracks in the compression side usually appear somewhat ragged while those on the tension side of the element may still be clean cut. The following formula was suggested to predict theoritically the expected crack width in reinforced concrete beams under long time repeated loadings.

$$\Delta_{mr} = k \cdot d \left(\frac{W_c}{h\, A_r} \cdot \frac{\Delta r_o}{E_r} \right)^{2/3}$$

Where :

$\Delta\, max$ = maximum width of cracks in cm.

K — A constant which must be determined by tests (depends on shrinkage, slip, type of steel & test conditions).

D = Diameter of reinforcement, in cm.

W_c = Resistance moment of the area of concrete with respect to the edge in tension, in cm^3.

h = Effective depth of beam in cm.

A_r = Area of reinforcement, in cm^2

Δr_o = stress in reinforcement at cracked section ($n = 15$) in $kg./cm^2$

E_r — Modulus of elasticity of reinforcing steel.

Measurements on finished bridges have shown that :

K = 0.23 (for plain bars).

= 0.16 (for deformed bars).

For roof structures a tentative value of 0.15 instead of 0.23 was recommended under these conditions of loading.

The possible modes of cracking of reinforced concrete beams and the corresponding shapes of failure figure (24) can be classified as follows :

a — **Destruction of the Compression zone, (Shear Compression failure)** — Figs (24 a & b) :

The beams first crack diagonally. The diagonal cracks then extend and may be accompanied by some splitting action along the reinforcement. The splitting in some cases proceeds to the ends of the beams figure (24—b) but always after the beams «have failed», therefore, this splitting behaviour is considered as a secondary failure. Final, failures occur when the compression zone at the top end of the diagonal cracks becomes too small to resist the applied load.

b — **Diagonal cracking failure** — Figure (24-c) :

Beams fail simultaneously by diagonal cracking and shear compression after first developing some tensile cracks. To develop this mode of failure, the beam has to be subjected to a quite high repeated load so that the fatigue life of the zone of the diagonal cracking or that of the shear compression becomes indentical.

c — **Fatigue of reinforcement with diagonal cracking :** Figure (24-d).

In the case of beams developing tensile and diagonal cracks and then failing due to fatigue of reinforcement in the region of maximum flexural moment, the maximum repeated load has to be high enough to be able to cause

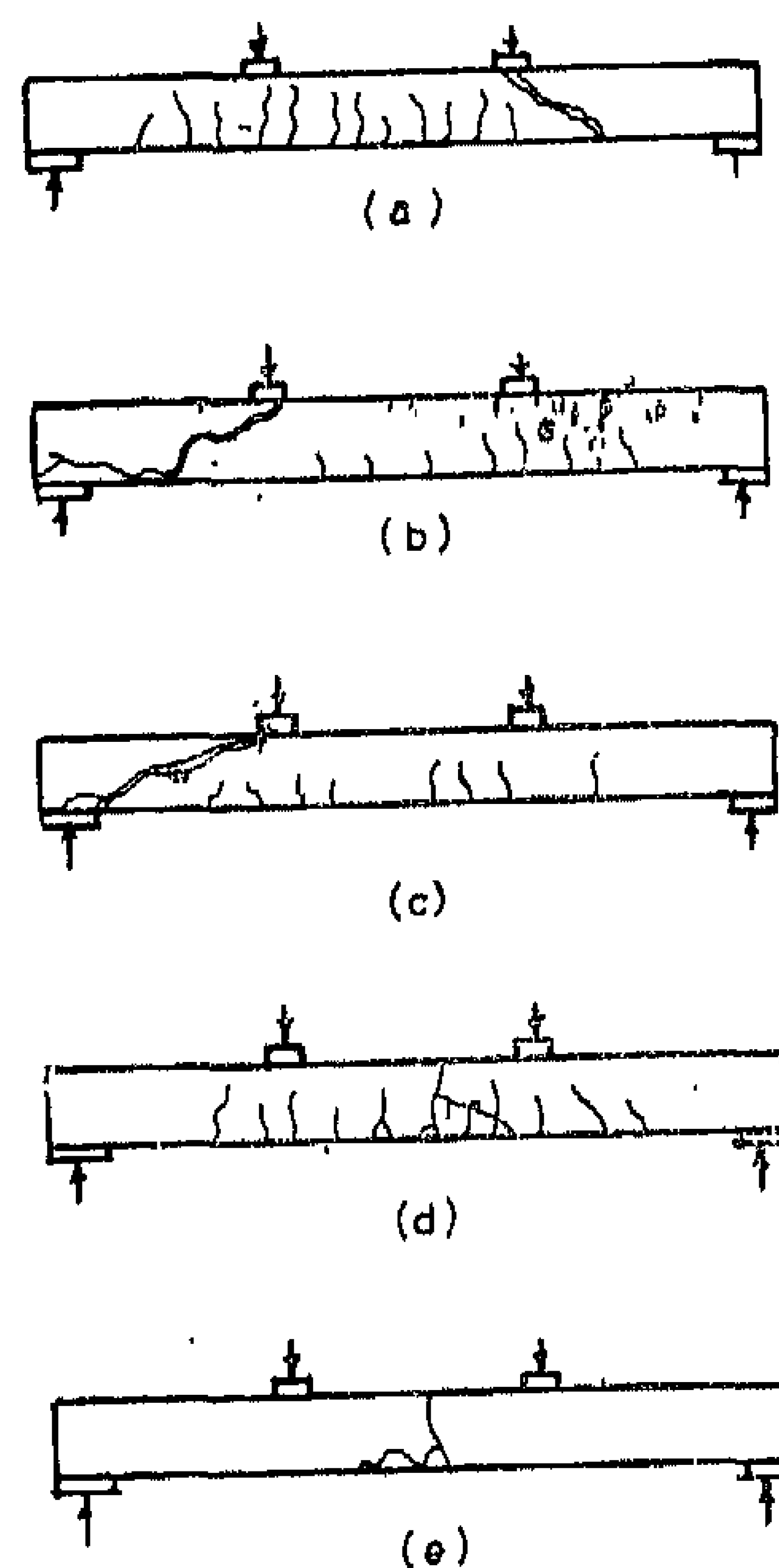


FIG. 24— TYPICAL REINFORCED CONCRETE BEAMS FATIGUE FAILURES

and recorded again in their ultimate resistance when tested statically afterwards. This gain is ranging between 7.5% & 35% of their 28 days ultimate static resistance figure (23). This is mainly attributed to the possible work hardening and stiffening action of concrete exactly like the strain hardening in metals. For members with balanced sections it appears that the reinforcement does not contribute generally in the added stiffiness or gain in the member's ultimate strength. This is due to the fact that the lower rates of loading which are commonly applied to reinforced concrete members will not have a significant increase in the strength of the reinforcement. This is more pronounced for having larger effective concrete depths and a corresponding lower percentage of steel reinforcement figure (23).

When reinforced concrete elements are subjected to repeated loading the mechanism, behaviour and mode of crack formation vary so widely than what is predicted on the basis of static loading. This is due to the many factors such as choice of steel, its percentage, concrete strength, magnitude of repeated loading, freqquency etc... When the range of repeated loading is large but within the limiting range, cracking increase with increasing number of repetitions of loading until a condition of stability is reached. At this stage the dynamic deformation is almost elastic and no further increase in the length or size of the cracks take place. This condition of stability is attained after fewer repetitions of loading for beams with concrtes of greater age and cracking is less significant than for beams with younger concrete. When cracks do not exceed 0.25 mm in size, it is generally considered that there is little risk of corrosion of the reinforcement. It is important to draw the attention to the fact that cracks formed under such a loading do not always result in rapid failure, this depends on the different conditions under consideration.

In certain cases some of these structural cracks close upon removal of the live load, also after the overload repetitions, but if the fractured surfaces are considerably abraded at the

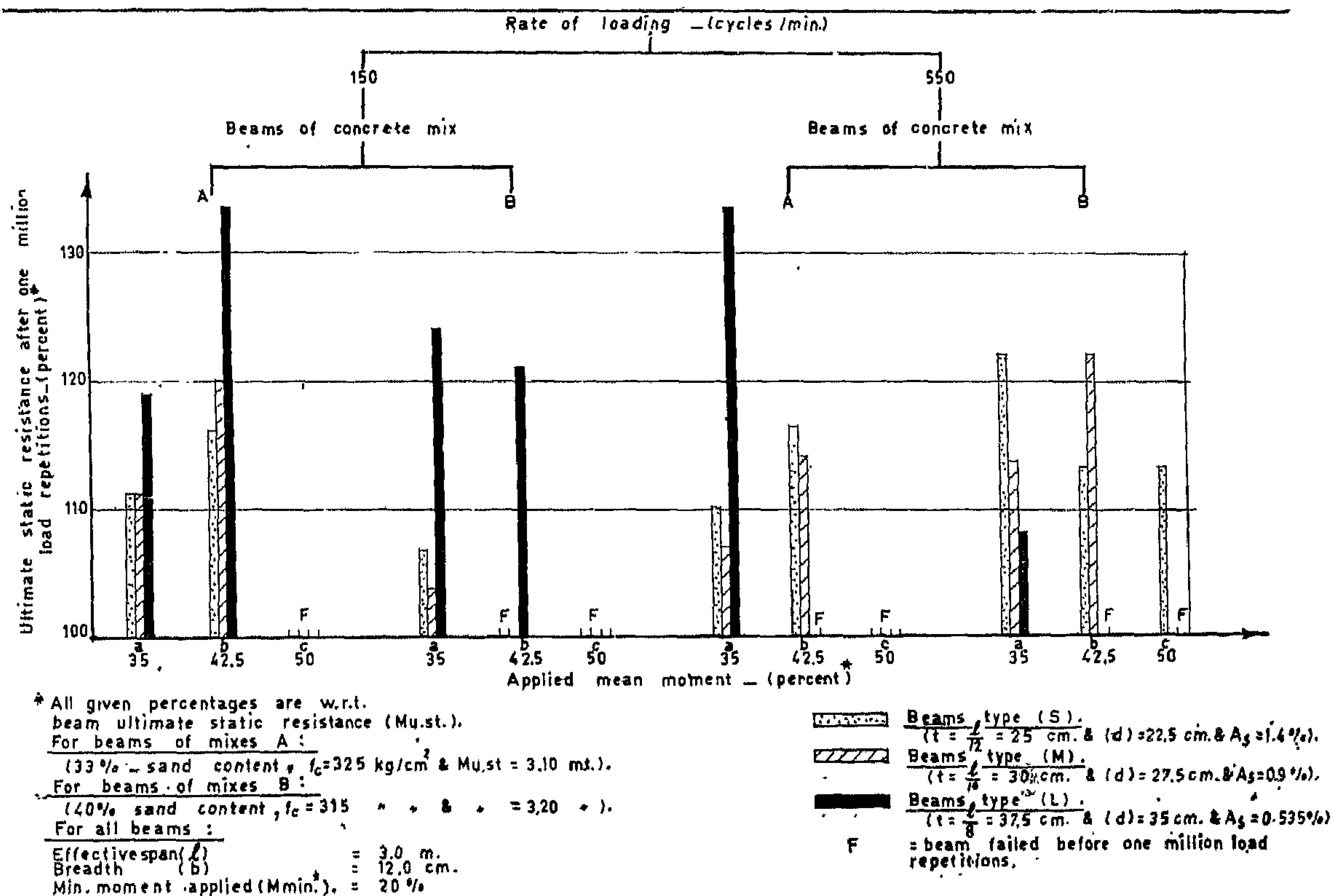


Fig. (23) — EFFECT OF LOAD REPETITIONS ON REINFORCED CONCRETE BEAMS ULTIMATE STATIC RESISTANCE.

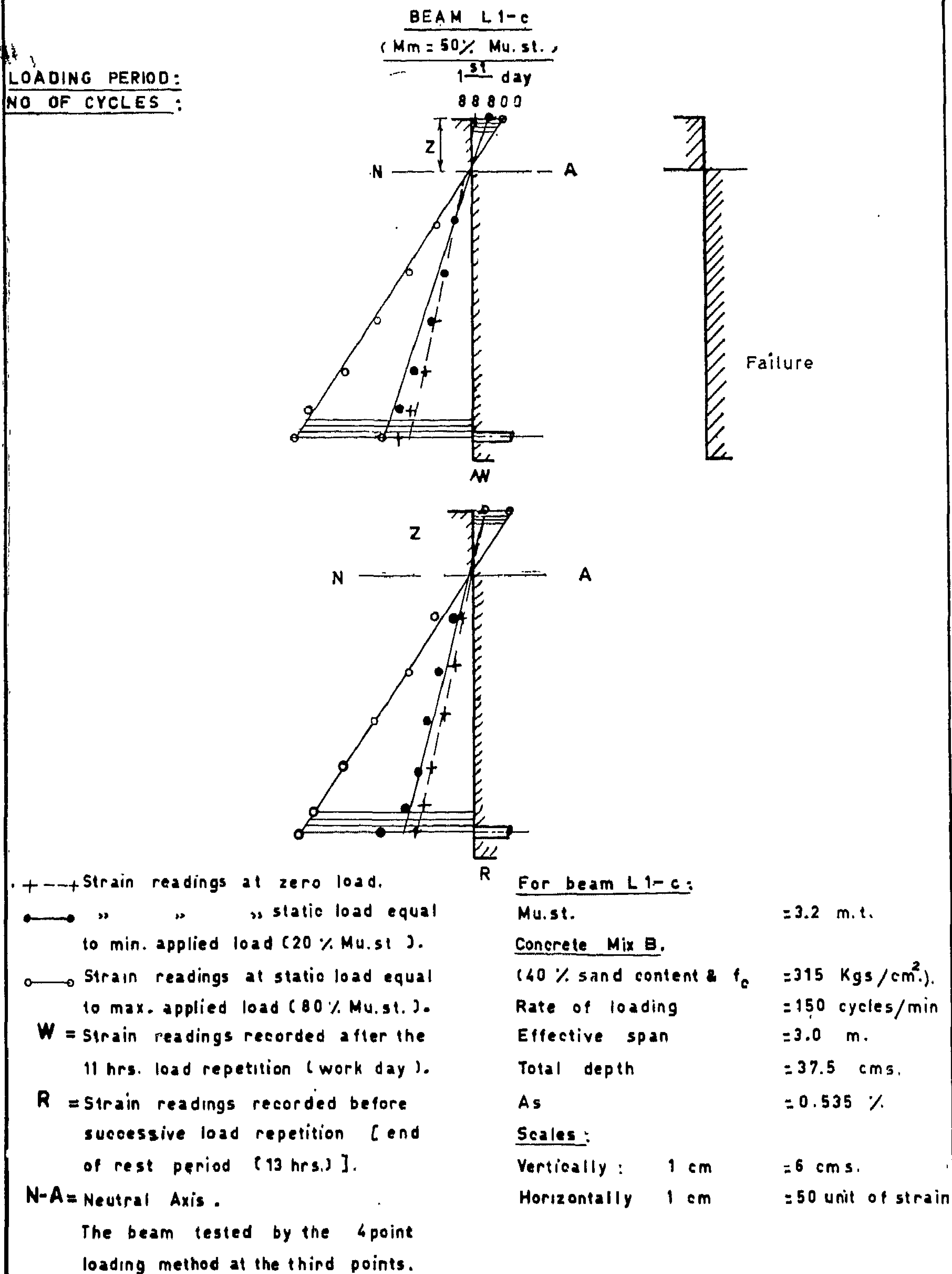


FIG.(22) _ EFFECT OF SUCCESSIVE LOAD REPETITIONS ON STRAINS UNDER STATIC LOADS EQUAL TO REPEATED LOADS.

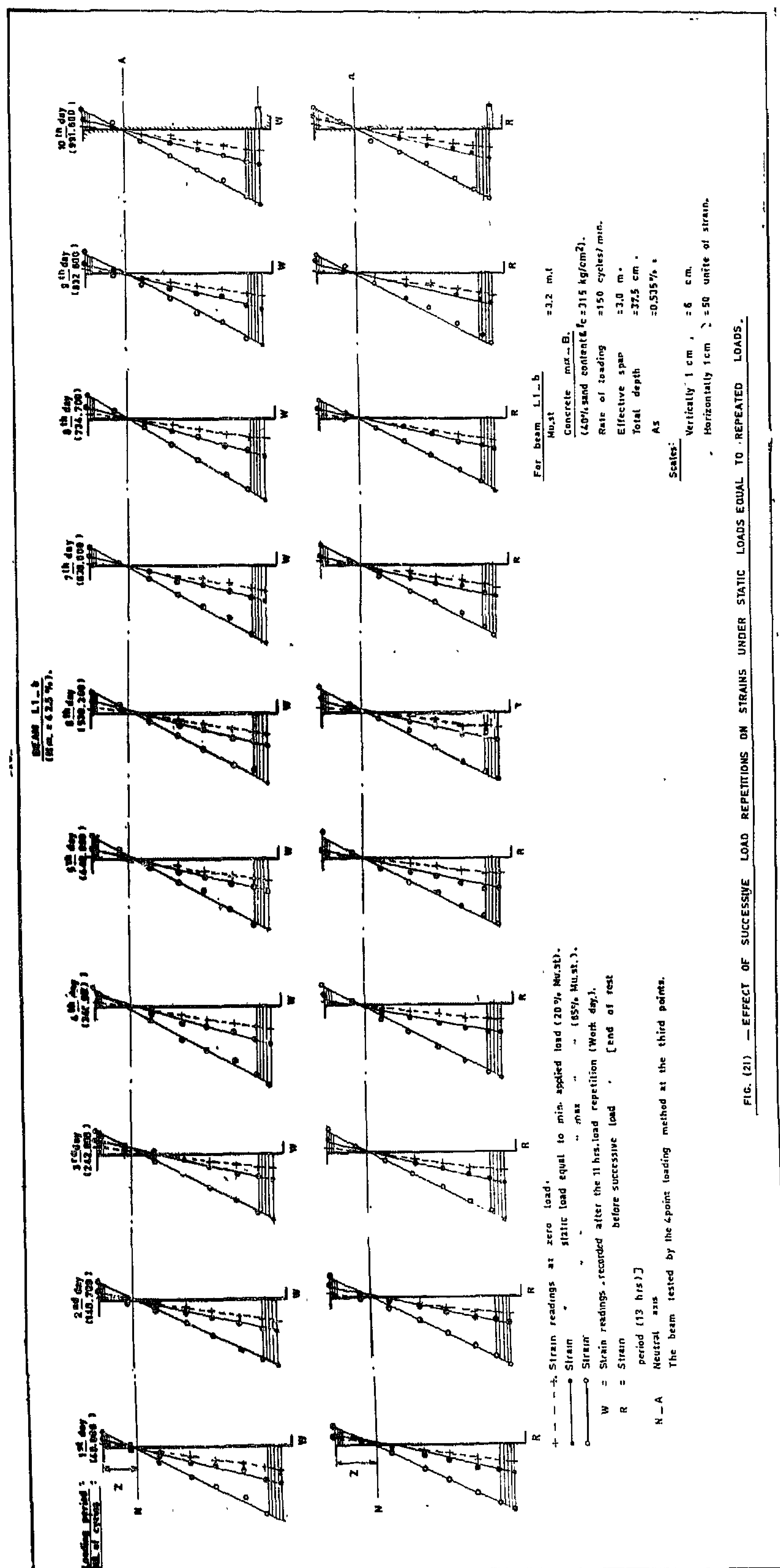


FIG. (21) — EFFECT OF SUCCESSIVE LOAD REPETITIONS ON STRAINS UNDER STATIC LOADS EQUAL TO REPEATED LOADS.

BEAM L 1-g
(Mm = 357 Mu st.)

LOADING PERIOD: 1st day, 2nd day, 3rd day, 4th day, 5th day, 6th day, 7th day, 8th day, 9th day, 10th day, 11th day, 12th day

NO OF CYCLES: 104209, 280000, 382000, 396000, 454000, 553000, 636000, 699000, 76000, 695000, 851000, 1027000

N, Z, W, R

+ — — + Strain readings at zero load.
•——• " " " static load equal to min. applied load (20 % Mu.st.).
o——o " " " " " " " max. " " (50 % Mu. st.).
W = " " recorded after the 11 hrs. load repetition (work day).
R = " " " before successive " " [end of rest period (13 hrs.)].
N — A = Neutral Axis.
The beam tested by the 4 point loading method at the third points.

For beam L 1-g

Mu. st = [illegible] m.t
Concrete Mix B
(40 % sand content & f_c = 315 Kgs/cm²).
Rate of loading = 150 cycles/min.
Effective span = [illegible] m.
Total depth = 37.5 cm.
As = 535 %

Scales:
Vertically: 1 cm = 5 cms.
Horizontally: 1 cm = 50 unit of strain

FIG. (20). — EFFECT OF SUCCESSIVE LOAD REPETITIONS ON STRAINS UNDER STATIC LOADS EQUAL TO REPEATED LOADS.

Concrete mix _ B (40 % sand content, f_c =315 kg/cm^2)

Rate of loading (150 cycle / min.)

Average deflection at Third points of beam

o Readings at zero load after 11 hrs. load repetition.
□ " " min. " (20% Mu.st.) after 11 hrs. load repetition.
▽ " " max " after 11 hrs. load repetition.
• " " zero " after the successive rest period (13 hrs.).
■ " " min. " " " " " " "
▼ " " max " " " " " " "
—— " for applied moment (M m.) = a = 35 % Mu.st.
—·— " " " " (M m.) = b = 42.5 % " "
---- " " " " (M m.) = c = 50 % " "

N.B.: Beams Mc & Lc failed & no data.

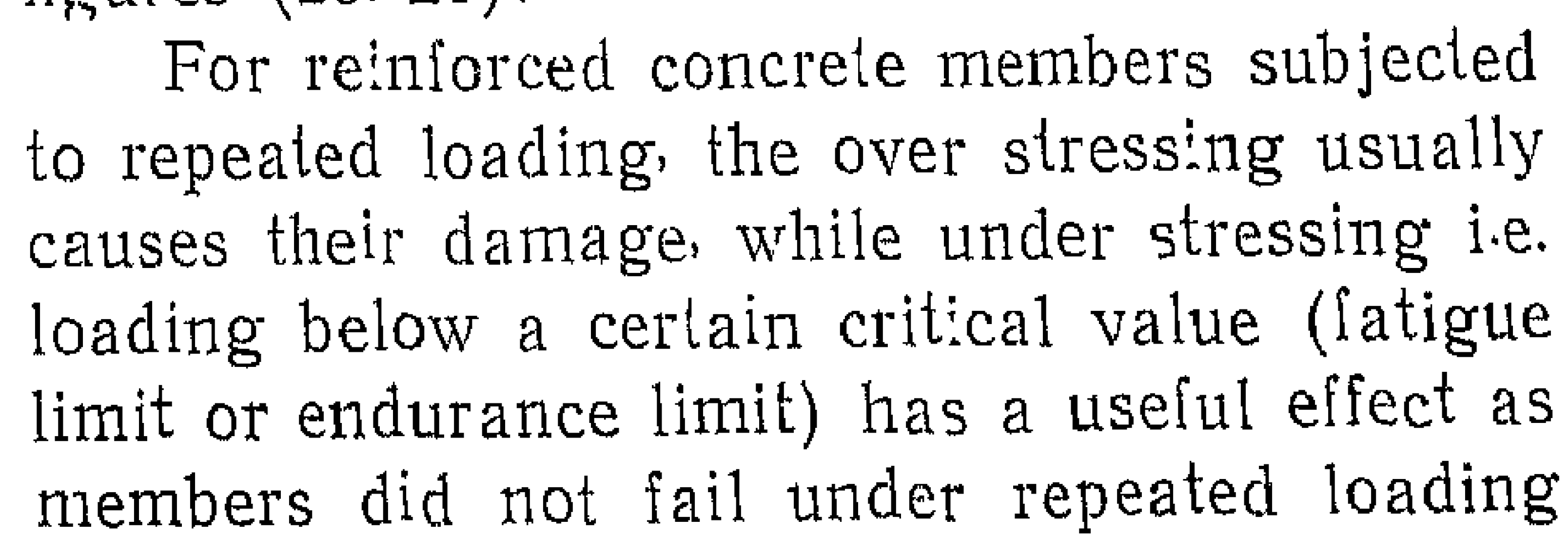
For all beams:
Effective span (ℓ) = 3.0 m.
" depth (d) = t - 2.5 cm.
Beam breadth (b) = 12 cm.
" ultimate static moment (Mu.st.) = 3.20 mt.
Beams tested by the 4 pt loading method at the third point

For beams S
t = ℓ/12 = 25 cm & A_s = 1.40 %
For beams M:
t = ℓ/10 = 30 cm & A_s = 0.90 %
For beams L:
t = ℓ/8 = 37.5 cm & A_s = 0.535 %

Fig. (19)— EFFECT OF LOAD REPETITION & REST SUCCESSIVE PERIODS ON TEST BEAMS DEFLECTION.

that rest periods has an effect on opening and closing of cracks. The effect of rest periods depends on many factors such as duration of rest, conditions of loading, characteristics of tested specimens and the surrounding conditions like the atmosphere.

The stabilized condition usually reached after a relatively small number of repetitions causing permenant deformation in the element seems to have the influence of changing slightly the position of the neutral axis as noticed in figures (20, 21).



For reinforced concrete members subjected to repeated loading, the over stressing usually causes their damage, while under stressing i.e. loading below a certain critical value (fatigue limit or endurance limit) has a useful effect as members did not fail under repeated loading

magnitude and rate of loading that will not lead finally to destruction of the member excessive deflections and strains are observed for the first few repetitions of loading as shown typically in figure (17). Then, stabilized value are observed for both deflections and strains under the same conditions of loading as represented in figures (18, 19, 20, 21, 22).

The effect of rest periods on the accumulated deformations in reinforced concrete elements subjected to such a type of loading is beneficial as noticed in the last five given figures. This effect was noted as some recovery in deformations (deflections and strains) was observed. Similar observations were reported not only on deformations but also on cracks as it seems

Concrete mix B
(40% sand content, f_c = 315 kg/cm²)
Rate of loading
(550 cycles / min.)
Deflection at Centre of beam

S M L

Deflection — (x10⁻² mm.)

1800 1700 1600 1500 1400 1300 1200 1100 1000 900 800 700 600 500 400 300 200 100 0.0

0.0 5 x 10⁵ 10⁶ 0.0 5 x 10⁵ 10⁶ 0.0 5 x 10⁵ 10⁶ Nº of cycles

○ Readings at zero load after 11 hrs. load repetition.
□ " " min. " (20% Mu.st.) after 11 hrs. load repetition.
▽ " " max. " after 11 hrs. load repetition.
● " " zero " " the successive rest period (13 hrs).
■ " " min. " " " " " " "
▼ " " max. " " " " " " "
——— " for applied mean moment (Mm) = a = 35% Mu.st.
—·— " " " " " (Mm.) = b = 42.5% Mu.st.
- - - " " " " " (Mm.) = c = 50% Mu.st.

N.B.: Beams M_c, L_c failed & no data.

For all beams:
Effective span (ℓ) = 3.0 m.
" depth (d) = t — 2.5 cm.
Beam breadth (b) = 12 cm.
" ultimate static moment (Mu.st.) = 3.20 m.t.
Beams tested by the 4 pt. loading method at the third points.
For beams S:
$t = \frac{\ell}{12}$ = 25 cm. & A_s = 1.4 %
For beams M:
$t = \frac{\ell}{10}$ = 30 cm. & A_s = 0.9 %
For beams L:
$t = \frac{\ell}{8}$ = 37.5 cm. & A_s = 0.535 %

Fig. (18)—EFFECT OF LOAD REPETITIONS & REST SUCCESSIVE PERIODS ON TEST BEAMS DEFLECTION.



Feret Van Ornum Berry Lea ProbST

5 cm; 10cm; 4"; 6"; 2-1/2" sq.; 8"; 13"; steel varies; 8"; 10.75"; 3-1/2"φ; ?; ?

Amos: 100 cm.; 10; 285 cm.; 4-φ 18 mm.; 25 cm; 2-φ 16 mm

22"; 3.7"; 5"; 7"; 15.7"; 2-11/16φ; 4-9/16φ; 7"; ProbST

12"; 2-0.71 Tentor or 2-1.0" M.S.; 5"; Hajnal-Kónyi

Graf: 80 cm.; 14.1 cm; 10 mm @ 40 cm. cc.; 2-φ10 mm.

Slater: 6"; 6"; 6"; 2"; 4"; 2"; 1 1/4φ; 3/4"φ

Beam	Bars Top	Bars Bottom
1	5/8"	5/8"
2	3/8"	3/8"
3	1/2"	3/4"

Valette: 30cm; 26 cm; 30cm; 12 cm; 2φ 14 mm.; 2φ 16 mm.

Lecamus: 18 cm; 30 cm.; φ12mm.; φ30 mm; φ10 mm. @ 45°, 20 cm. c.c.; 12 cm; φ6 mm. @ 10cm; 25 cm.; φ25 mm.

Steel fail. Conc. fail. Stirrup fail. Vert. stir. fail. Shear fail.

M. A. Nassef: 12 cm; 25 cm. span/8; 2φ5/16"; 12 cm; 30 cm span/10; 2φ5/16"; 12 cm; 37.5 cm. span/12; 2φ 5/16

A_s = 1.4 % (4φ 1/2") A_s = 0.9% (2φ1/2"+1φ 5/8") A_s = 535 % (1φ 1/2"+2φ5/16)

St. = 5 φ 1/4" m'

FIG 16_ CROSS SECTION OF SOME OF THE REINFORCED CONCRETE. BEAMS TESTED UNDER REPETITIVE LOADING.

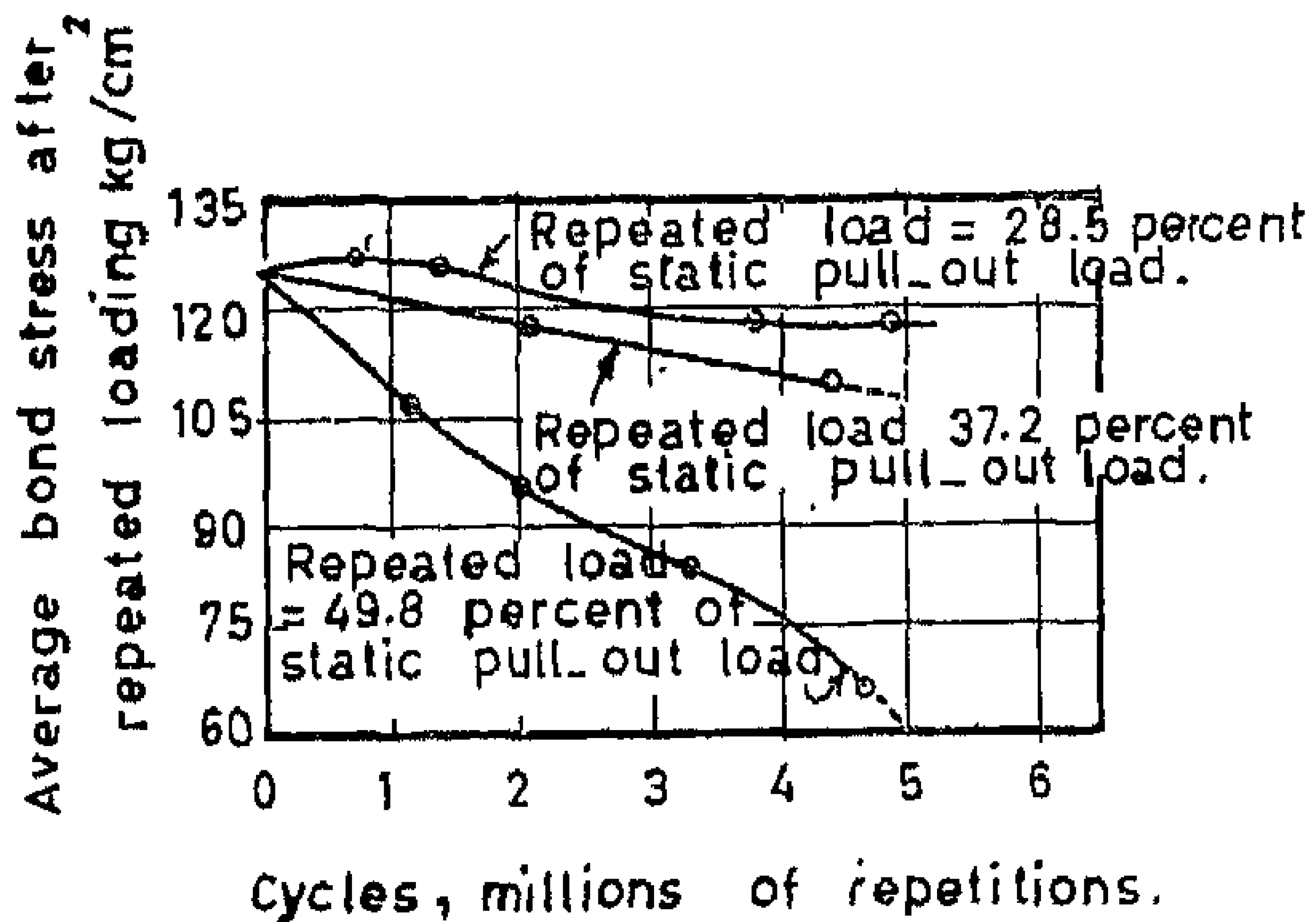


FIG. 15a _ STRESS _ CYCLE DIAGRAMS FOR THREE 12.5 cm. SPECIMENS.

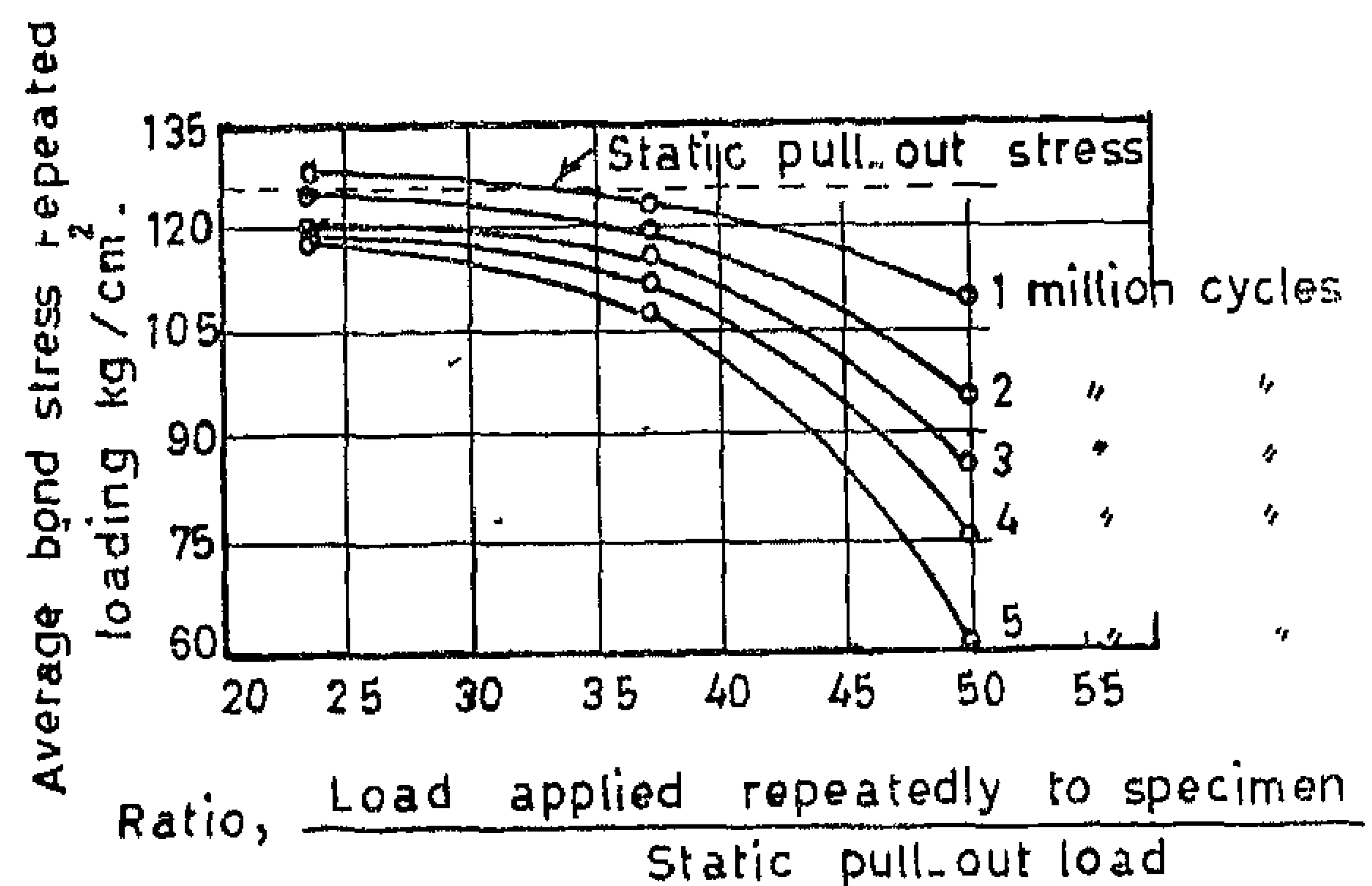


FIG. 15 b _ EFFECT OF REPETITIVE LOAD ON ULTIMATE BOND STRESS AS DETERMINED FROM PULL_OUT SPECIMENS

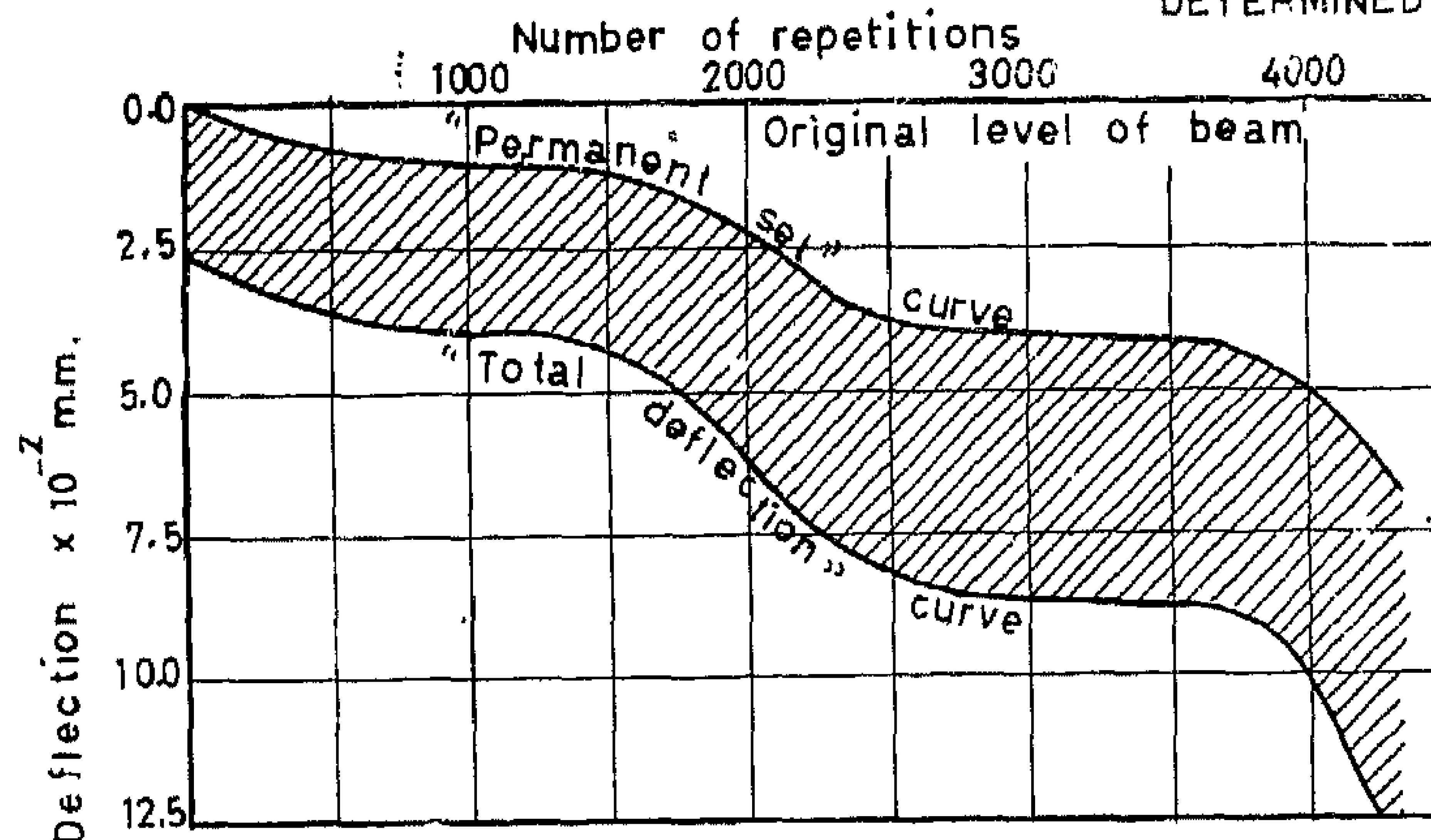


FIG. 17 _ REINFORCED CONCRETE BEAMS "LOAD OFF" & "LOAD ON" DELECTION AT DIFFERENT STAGES OF FATIGUE LOADING.

a whole and its behaviour under repeated loading the following main features observed can generally be introduced :

The behaviour & strength of a reinforced concrete element subjected to such a loading is influenced by the percentage of steel and the concrete strength to a larger extent than that for static loads. Beams strong enough to ensure no liability to failure due to diagonal or shear cracking will depend mainly in their behaviour on the proportion of reinforcement. For relatively small proportions of steel in the section the deformations of the steel does not lead to crushing of the concrete and the so-called fatigue fracture of the steel may occur. When a normal proportion of steel is used its excessive deformations & perhaps yielding will lead to crushing of the concrete. For a sufficiently high proportion of steel in the section failure will be the result of fatigue of the concrete.

Lower rates of loading will produce higher values of elastic or permenant strains and its damage is more promenant. This may be attributed to the fact that with such slower rates enought time is given for greater amplitudes of movements and hence tendency to craching or to any relative movement between the different components of the reinforced concrete elements.

The effect of «load off» and «load on» on deflections and strains of the reinforced concrete elements at different stages of the repeated is so pronounced than those expected for static loadin especially for higher magnitudes and slower rates of repeated loading. For such a

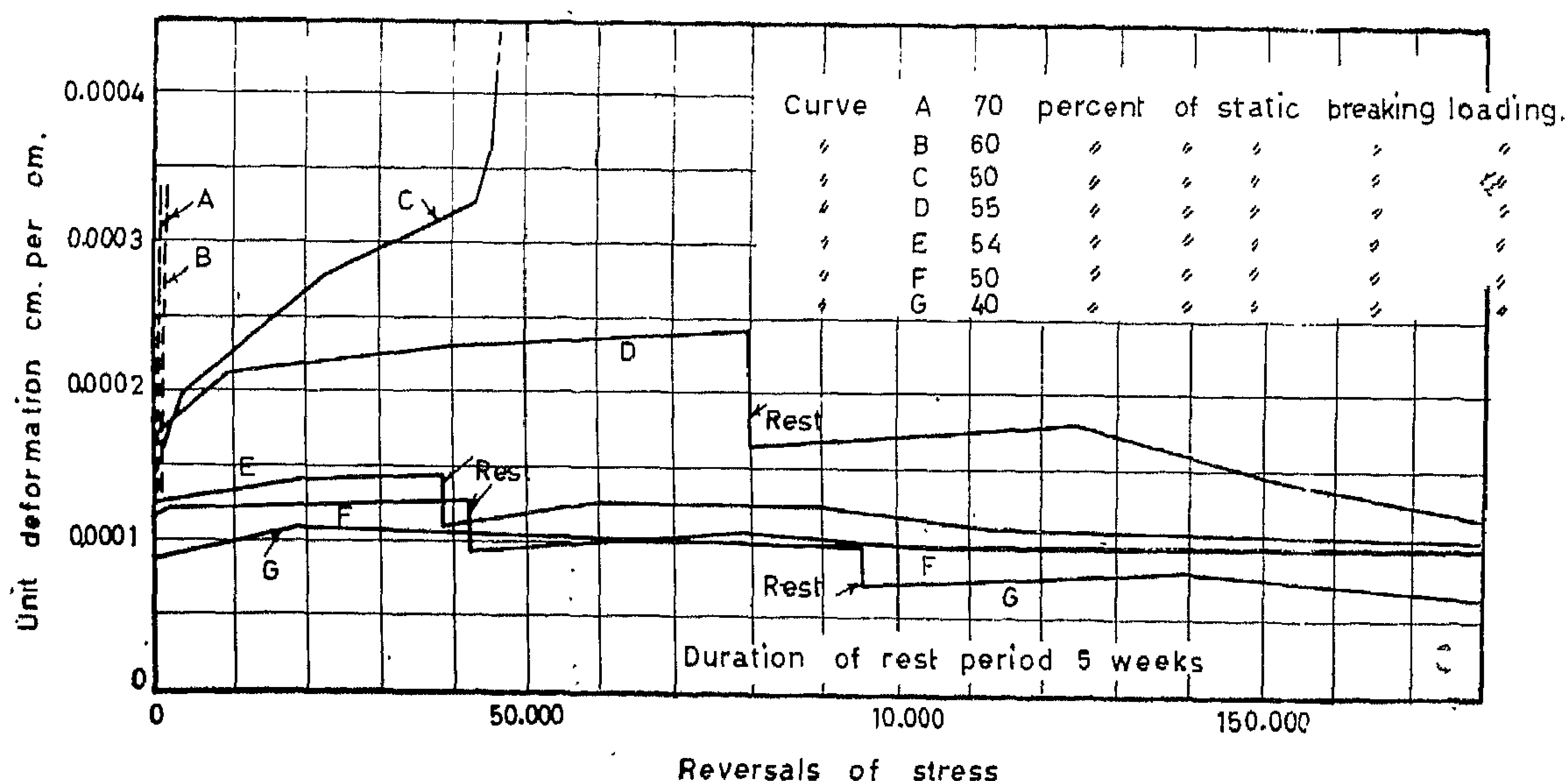


FIG.14_ EFFECT OF PROLONGED REST PERIODS ON DEFORMATIONS. (Unit deformation is the unit deformation tension to compression).

resistance of the beam.

As for the speed of testing it was observed that for slow cycling the remaining strains were larger and a more destructive effect is to be expected than for higher ones.

Any considerable increase in temperature or excess of heat cause excessive deformation which depends mainly on the ratio of repeated load to the ultimate static strength.

Some investigators indicated that concrete will fail under repeated applications of loads which produce stresses of about 60 percent or more of the rupture stress under static load & hence there seems to ba a critical stress or endurance limit for each concrete mix under consideration. Above this limit of loading. repeated applications cause failure and below which repeated applications tend to increase the strength of concrete.

The variation in the mechanism of bond between steel and concrete due to repeated loading in spite of its main importance had defied clear analysis uptill now. However, the results summarized in the family of curves shown in figures (15-b) show that the effect of repeated loading on bond strength in general is quite pronounced for repeated loads greater than 40 per cent of the static bond strength and the deformed bars behaviour is superior to that hot-rolled undeformed bars.

However concrete varies so widely in character., quality of materials, proportions of ingredients and in characteriestics depending upon age and curing conditions. Such factors cannot be thoroughly controlled to ideal conditions and hence much time and labor will be necessary to elucidate the behaviour of a given concrete mix under certain conditions of repeated loading.

Reinforced Concrete

The behaviour of reinforced concrete elements under repeated loading is affected by so many factors other than those previously mentioned for concrete such as the possible gradual and progressive destruction of the adhesive bond of the concrete to steel, effect of shape of casted element, service loading conditions etc. A selection of cross sections of reinforced concrete members tested under repeated loading by the various investigators is shown in figure (16).

To avoid possible interference of the different informations acquired for the endurance resistance of reinforced concrete members as

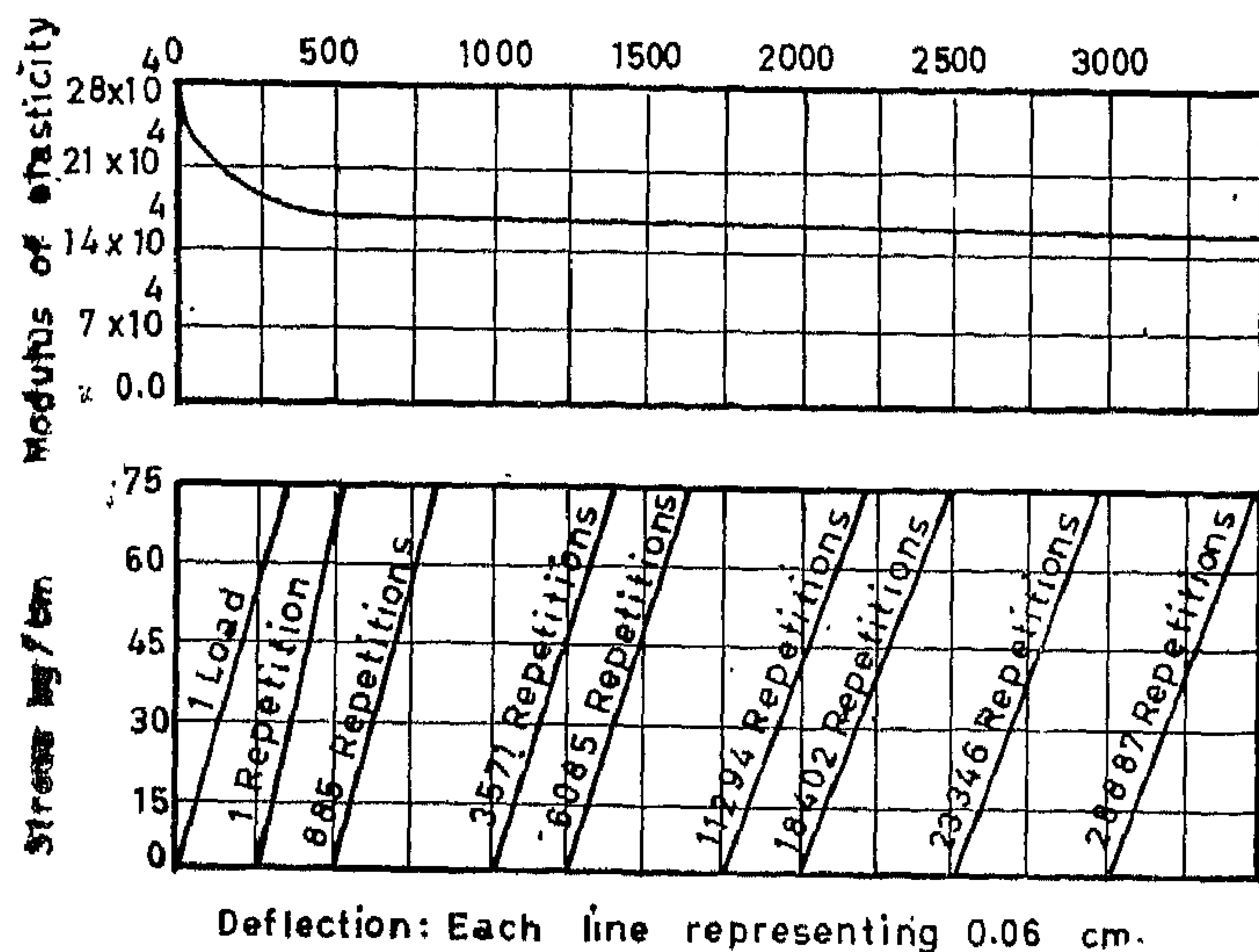


FIG.12_ STRESS STRAIN DIAGRAMS. OF CONCRETE COMPRESSION SPECIMENS. AT VARIOUS NUMBER OF CYCLES OF LOAD (REPEATED LOAD WAS TOO LOW TO CAUSE FINAL FAILURE.)

tain conditions of loading it was about 7·8 after few repetitions & increased to 11—12 with stage close to failure.

The analogy to strain hardening metals due to understressing was also noted for concrete since alternating loadings below the critical stress (fatigue or endurance limit). strengthened the concrete. If the upper limit was beyond the critical stress which represents a case of overstressing. failure eventually took place. The convexity of the stress straincurve noted in the given figures could be taken as a measure of such a repeated loading effect. If the element is stressed below the critical stress, the stress-strain diagram becomes linear and progressive failure should never take place.

Concrete like steel, thus, withstands greater repeated stresses if the elements are permitted to rest, for definite periods figures (13, 14). The rest period seems to be more important in the case of concrete than it does for steel. When concrete is being stressed near its fatigue limit the duration of the rest may be the controlling factor of failure under repeated loading. This is observed from curve D figure (14) where failure was expected. The degree of deformation following the rest period indicated that the beam had fully recovered from the intial overstressing. As these beams were five months old, it is thought that the increase in strength due to age over the rest period exerted a minor influence upon the subsequent

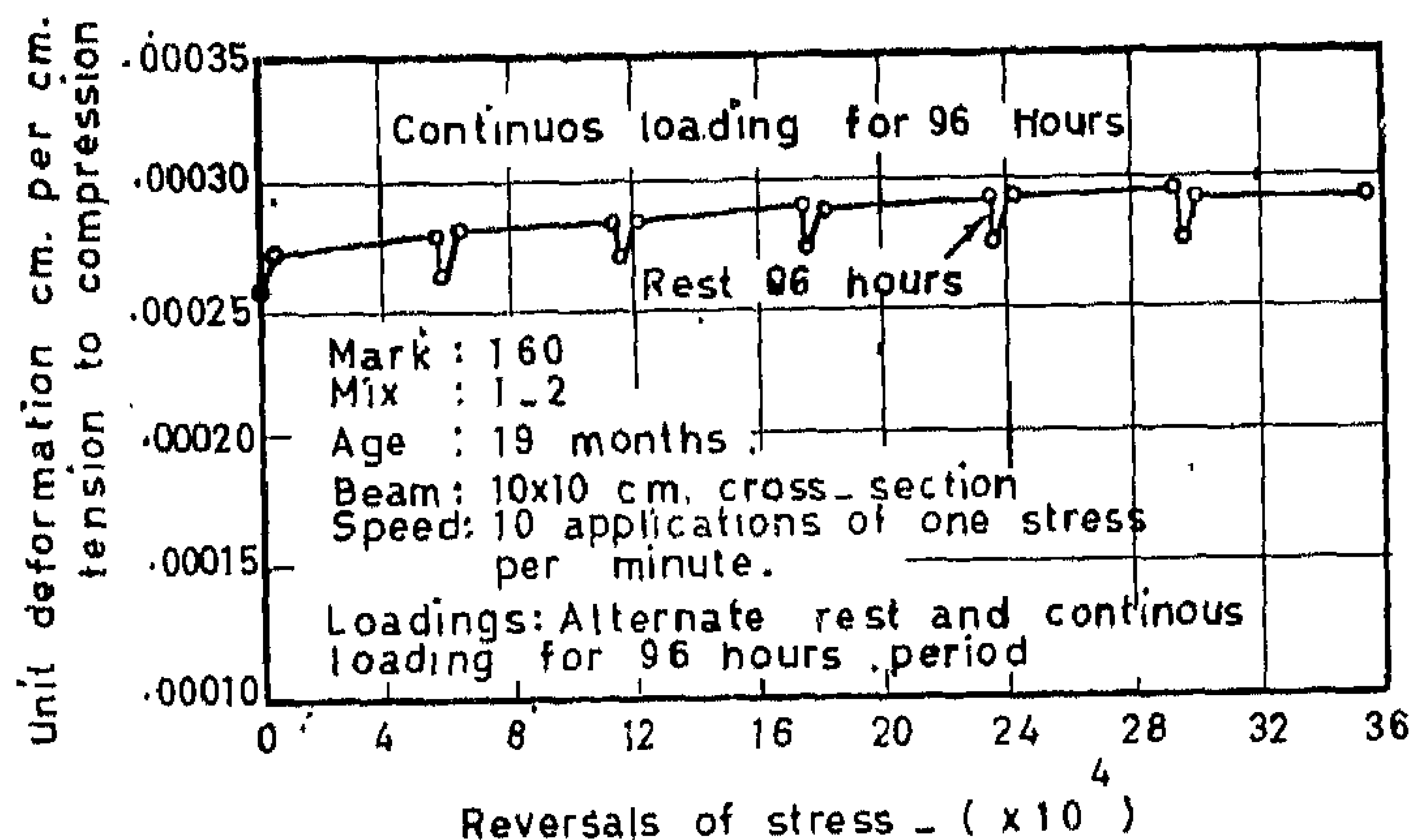


FIG. 13_ EFFECT OF REST PERIODS UPON PLAIN CEMENT MORTAR BEAMS.

the obtained deformation is similar to that produced under the effect of 180 days constant load. Then after 14 days (10, 100, 1000 repetitions) the value of stabilized deformations is attained.

The influence of the amount of the repetitions of loading on the rapidity of the corresponding deformations can be observed from the measurements of the deformations of the test specimens as a function of time (number of cycles recorded in figure (9). Three test specimens were subjected to repeated loads of 0.15, 0.22 and 0.3 R respectively which correspond to the load limit usually used in concrete works and where «R» is the average static modulus of rupture of the concrete mixes used. The term D represents the total deformation obtained under static loading. The number of days given between parenthesis at 5x10 and 10x10 cycles indicated the number of days which the test specimens will undergo under an equivalent static load the same amount of deformations.

Figure (10) represents also some interesting results obtained under combined action of constant and repeated loading. Two test specimens E_1 and E_2 were subjected to a constant compression load of 50 and 100 kgs./cm respectively for a period of time quite sufficient for the deformations to be completely stabilized then discharged for a certain period of time after which some release of the deformations was observed which indicates the beneficial effect of the rest periods. Then the specimens were subjected to repeated loading and a corresponding increase in deformations than the previously stabilized values was observed.

The stress-strain curve varies with the number of load repetitions. At the beginning it curved upwards then on further repetitions of loading it gradually straightened up and finally become concaved upward near failure. The degree of the final concavity indicated how close the test was approaching failure. An «S» shaped curve was actually obtained in some cases figures (11,12).

The modification of the value of the modulus of elasticity of concrete (E·) for such changing relationship figures (11,12) seemed rather important as a it affected the modular ratio of the straight line theory just becoming popular at the time. For working conditions a reduced modulus of elasticity corresponding to the stabilized condition reached after a certain number of load repetitions must be used.

The change in Poisson's ration (u) was also noticed with repeated loadng. If m = $\frac{1}{u}$ m was found to increase with increase of cycles of stress and intensity of stress. e g. under cer-

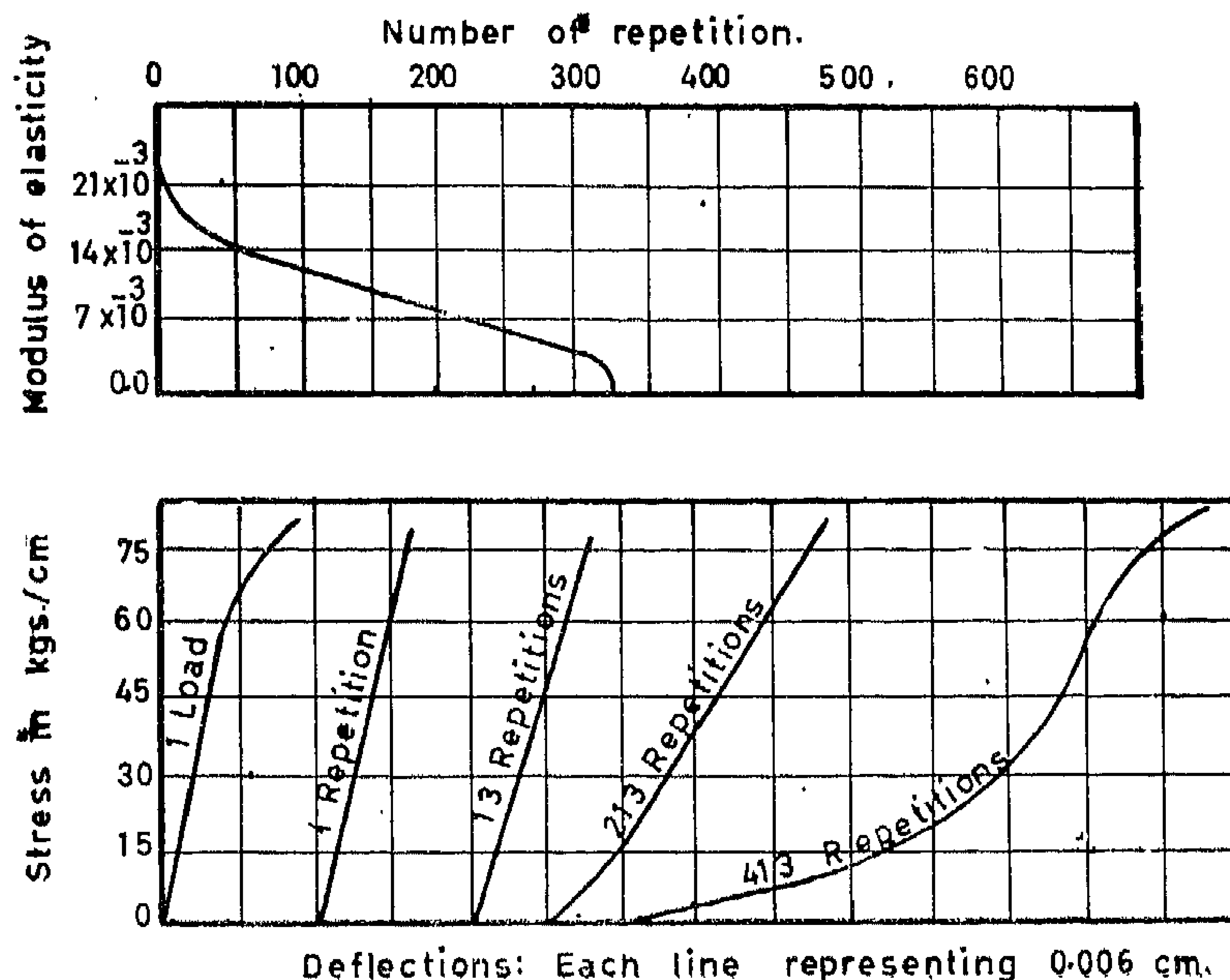


FIG. 11. STRESS STRAIN DIAGRAMS OF CONCRETE COMPRESSION SPECIMENS AT VARIOUS NUMBERS OF CYCLES OF LOAD (REPEATED LOAD WAS GREAT ENOUGH TO CAUSE FAILURE BY FATIGUE.)

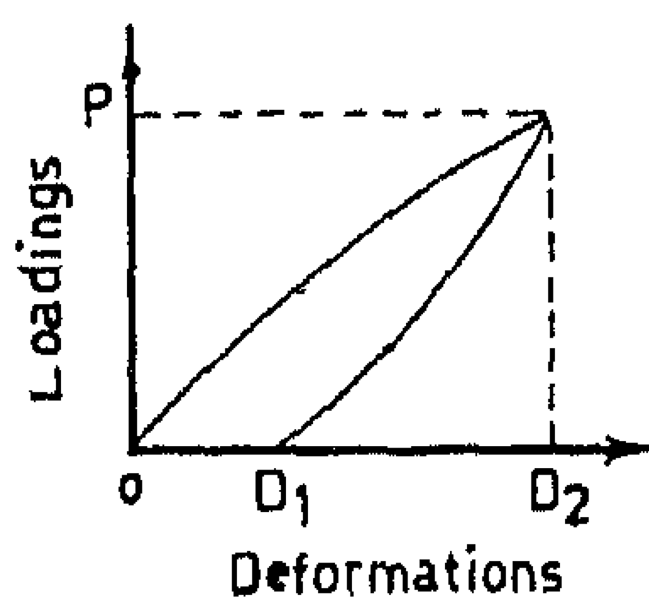


Fig. (6) — DEFORMATIONS OF CONCRETE UNDER INSTANTANUOLY LOADING AND UNLOADING.

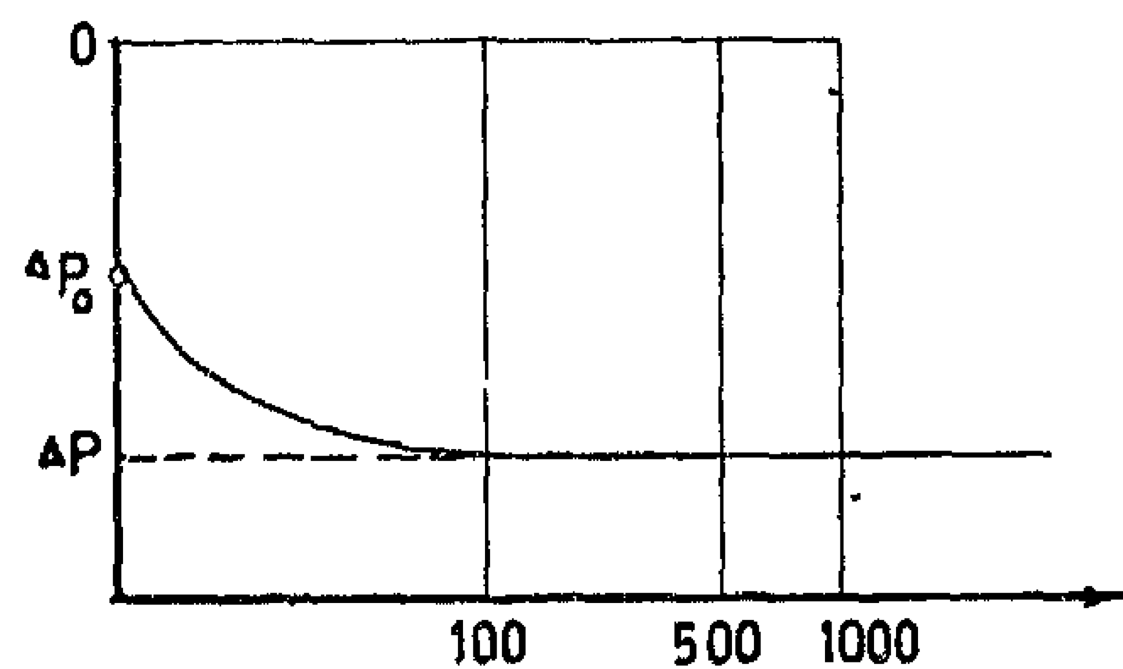


Fig. (5) — SLOW DEFORMATIONS OF CONCRETE UNDER CONSTANT LOAD.

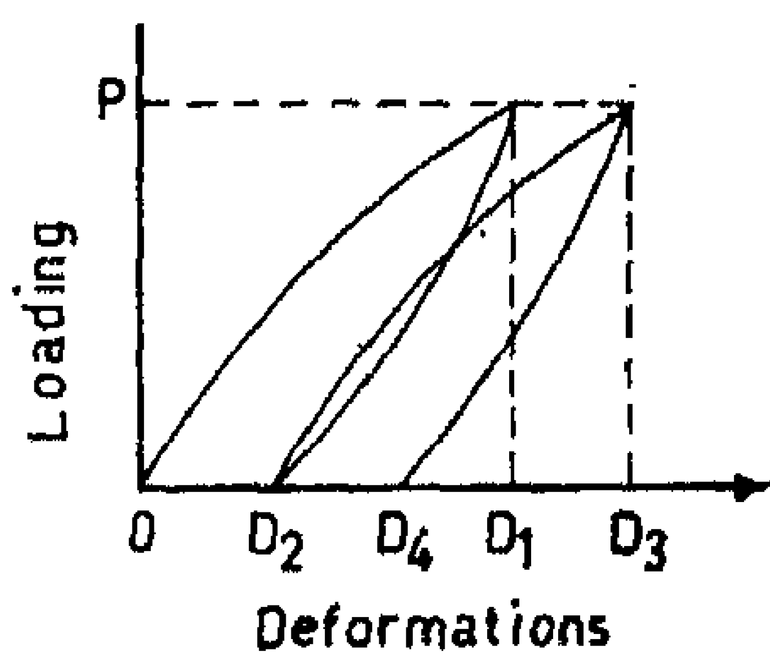


Fig. (7) — DEFORMATIONS OF CONCRETE UNDER SUCCESSIVE LOADINGS & UNLOADINGS.

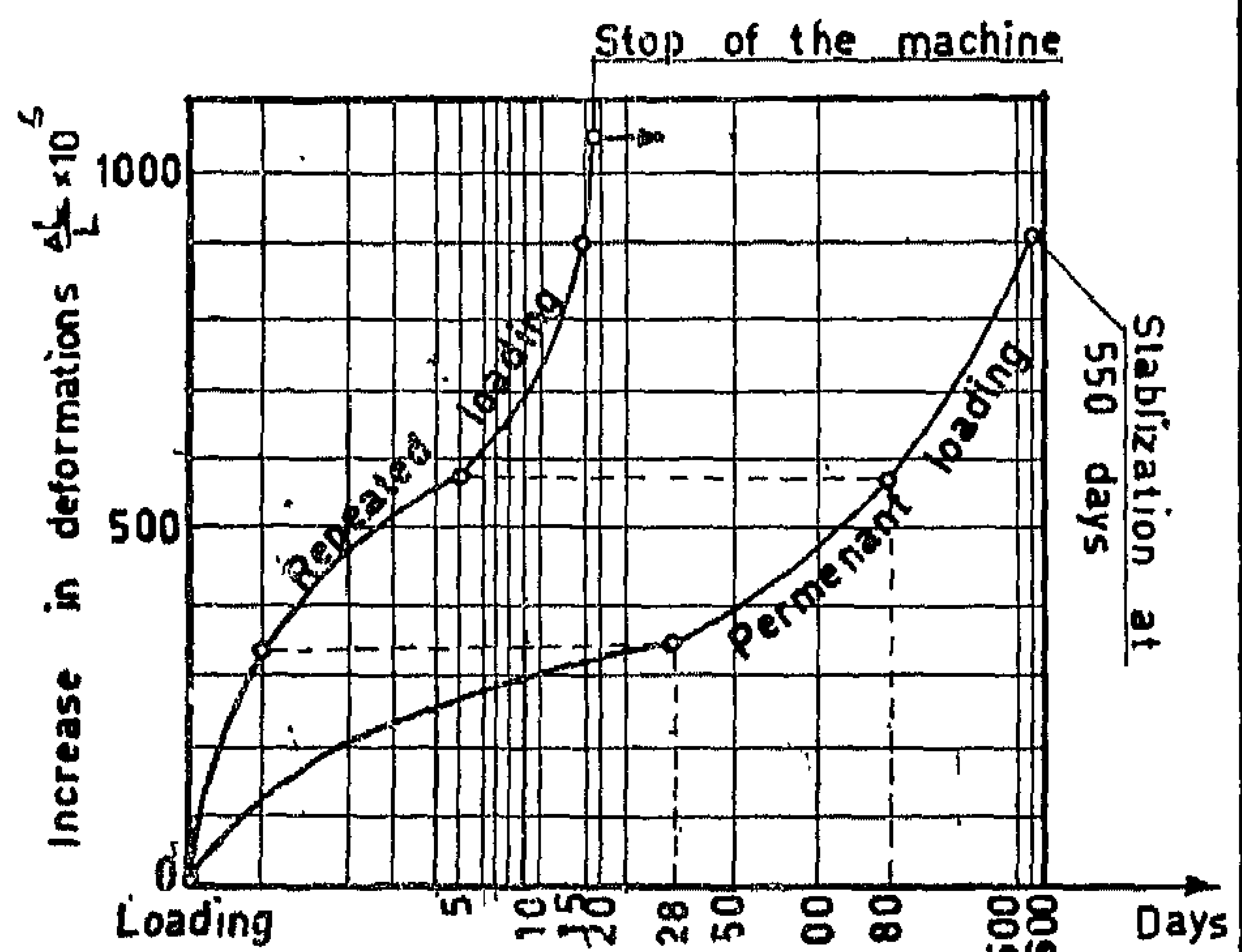


Fig. (8) — COMPARISON BETWEEN DEFORMATIONS OF CONCRETE UNDER CONSTANT & REPEATED LOADINGS.

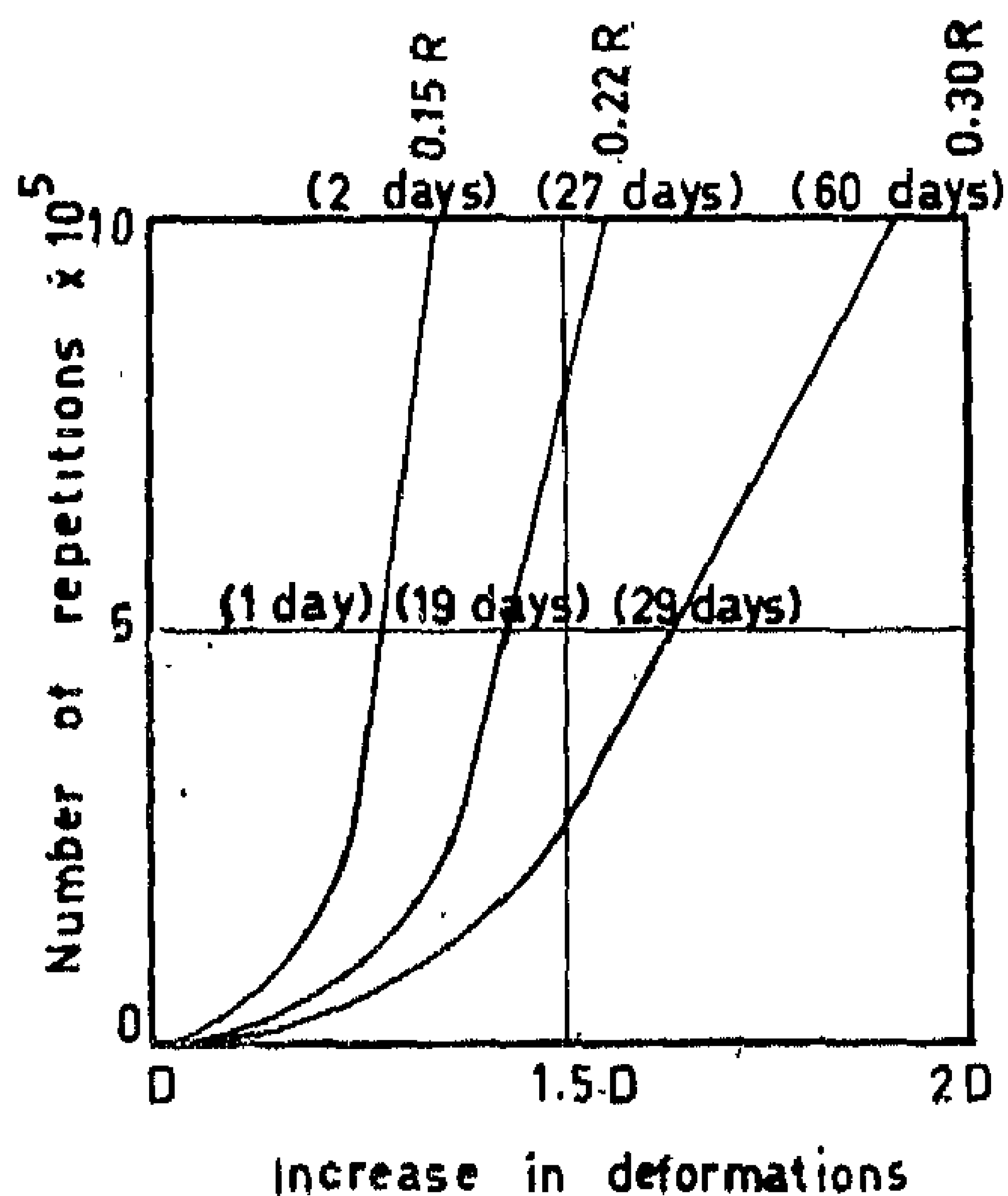


Fig. (9) — INCREASE IN CONCRETE DEFORMATIONS UNDER REPEATED LOADING.

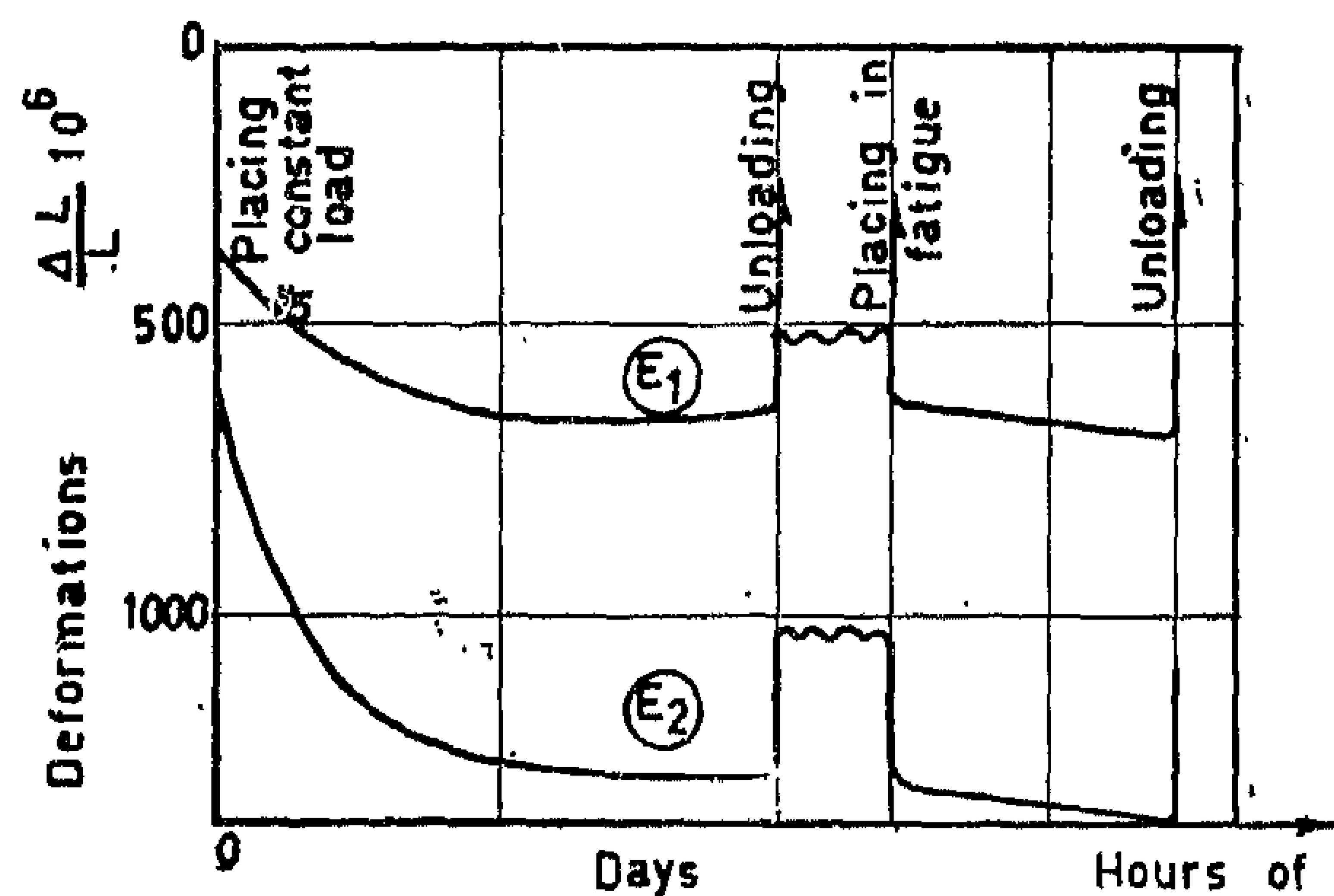


Fig. (10) — INCREASE IN CONCRETE DEFORMATIONS.

It was reported that beams reinforced with ribbed or square twisted bars are less adversely affected by repeated loading than beams reinforced with plain bars.

The diameter of the reinforcing bars seems also to have some effect on the crack width formed under repeated loading. When large diameter bars (1 1/4 inches) were used a slip at one end of the bars took place under repeated loading before failure occured. More severe stresses are also to be expected at the crack zones due to bending of the bars.

The gage holes in the reinforcing bars had a considerable effect in hastening failure under repeated loading. The smallest bars were those mostly affected from the presence of such gage holes. The location of the section of failure appeared to be infleunced also by the position of such gage holes although it does not seem that they had a considerable effect upon the ultimate strength of such reinforcing steel under repeated loading.

The behaviour of the reinforcing steel under repeated loading is also affected by many other factors such as loading conditions, stressing prior to application of repeated loading, admixtures which are generally used for special purposes, corrosion, moisture cycles that are essential for concrete curing.

For beams reinforced with high grade steel it appears that such steel may have a beneficial effect because of its higher endurance limit, however, the tests in such a field are still in progerss.

C — The endurance resistance and behaviour of conrete members :

a — Plain concrete :

Conctere is a visco-elastic material, i.e. its behaviour exhibits time dependent characteristics. The ratio of the elastic to the inelastic response of concrete depends on many factors. Some of these factors are internal such as the nature and conditions of the constituents while the others are external such as curing, loading conditions, weathering changes, time and age effects etc.

Even for small loads producing mainly elastic deformations, with the laps of time other inelastic deformations are observed to occur. This seems to be a natural result to the plastic flow of the cement paste, and to the nature of cohesion or adhesion created between the cementing and inert materials used.

If the compression load P is kept applied for a period of time further deformation is noted to occur. If the period of application of the load is relatively long the deformation D will increase first rapidly and then will be stabilized after about 500 days of loading figure (5). Keeping this load for a longer period the deformations will not vary. These deformations depend more or less on the nature of the constituents of concrete.

If a repeated load P is applied and removed the total deformation will be as shown in figure (6). The value $0D_2$ represents the inelastic deformation $\triangle D_{p_1}$ which is practically unrecoverable while D_2D_1 represents the elastic deformations $\triangle D_{e_1}$

If the load P is applied and removed again an excess inelasic deformation presented tby the value $D_2D_4 (= \triangle D_{p_2})$ is found to occur figure (7). If the cycle of loading and unloading is repeated successively, each cycle will produce additional permenant deformations of diminshing values if the magnitude of the repeated loading will not exceed the critical loading i.e. the fatigue limit for case under consideration, then we have.

$$D_{p_n} < \cdots\cdots < D_{p_2} < D_{p_1}$$

Figure (8) compares the deformations produced under the effect of permenant and repeated loading for two specimens cast of the same mix and having identical curing conditions. The first one was tested after 30 days under a repeated compressive load ranging from zero to 126 kgs/cm at a rate of 500 sycles/minute. The second one was tested for about 3 years under static stressing of the same manitude. After one day of repeated load application

high values for the yield stress or proof stress under static loading would appear to be less suitable for resisting fatigue than ordinary mild steel reinforcement & likely to reduce security against fatigue failure.

This is due to the very fine cracks that occur on the surface especially in the rusty bars. These cracks run in longitudinaly spirals around the bar having the same infleunce as notches on the fatigue resistance of the metal. This can also be seen from the effects of cold-work on the characteristics of the steel which are apparent in the reduction of its capacity for absorping energy as assessed from the area of the stress-strain curve under static loading.

Table (1) : **Fatigue Strength of Reingorcing Steel**

No.	Type of Steel	Yield. stress kgs./mm ^{2}	Ultimate tensile stress kgs/mm ^{2}	Limiting range of stress for 10 repetitions with a minimum value approaching zero	REMARKS
1	Mild steel	27.0	41.0	28.7	———
2	(St 37)	23.0	35.0	21.7	———
3	High tensile	38.0	63.0	33.6	———
4	steel	38.0	61.0	32.8	———
5	(St. 60)	35.0	54.5	33.6	———
6		39.0	55.0	37.8	———
7	Mild steel (St. 37	23.0	35.5	19.6	———
8		40.0	43.5	28.4	Steel as 7 but cold stretched 8% & aged 8 days
9		43.5	58.0	31.5	Steel as 7 but cold stretched 8% & aged 3 monts
10		40.5	46.0	30.8	Steel as 7 but cold stretched 8% & aged one year

Table (2) : **Effect of cold-Twisting on the Fatigue Strength of Reinforcing Steel.**

Pitch of twists number of diameters	Yield stress kgs/mm ^{2}	Ultimate tensile strength kgs/mm ^{2}	Limiting range of stress for 2x10 repetitions with a min. value approaching zero	Ratio of limiting range of stress to yield stress
untwisted	25.9	41.3	23.75	0.93
12.9	42.6	51.8	37.00	0.65
9.4	47.5	57.3	37.00	0.58
4.6	58.0	65.0	23.10	0.40
3.3	64.3	70.7	20.10	0.32
2.6	67.0	70.0	18.00	0.27

iour of the concrete members under repeated loadings.

Therefore concrete must be of a reasonable age before being subjected to repeated loading in actual life and especially in testing as the test results might be affected by the natural gain in strength of the concrete during the test periods. An age of several months varying from 3 months to a year was recommended for concrete before testing.

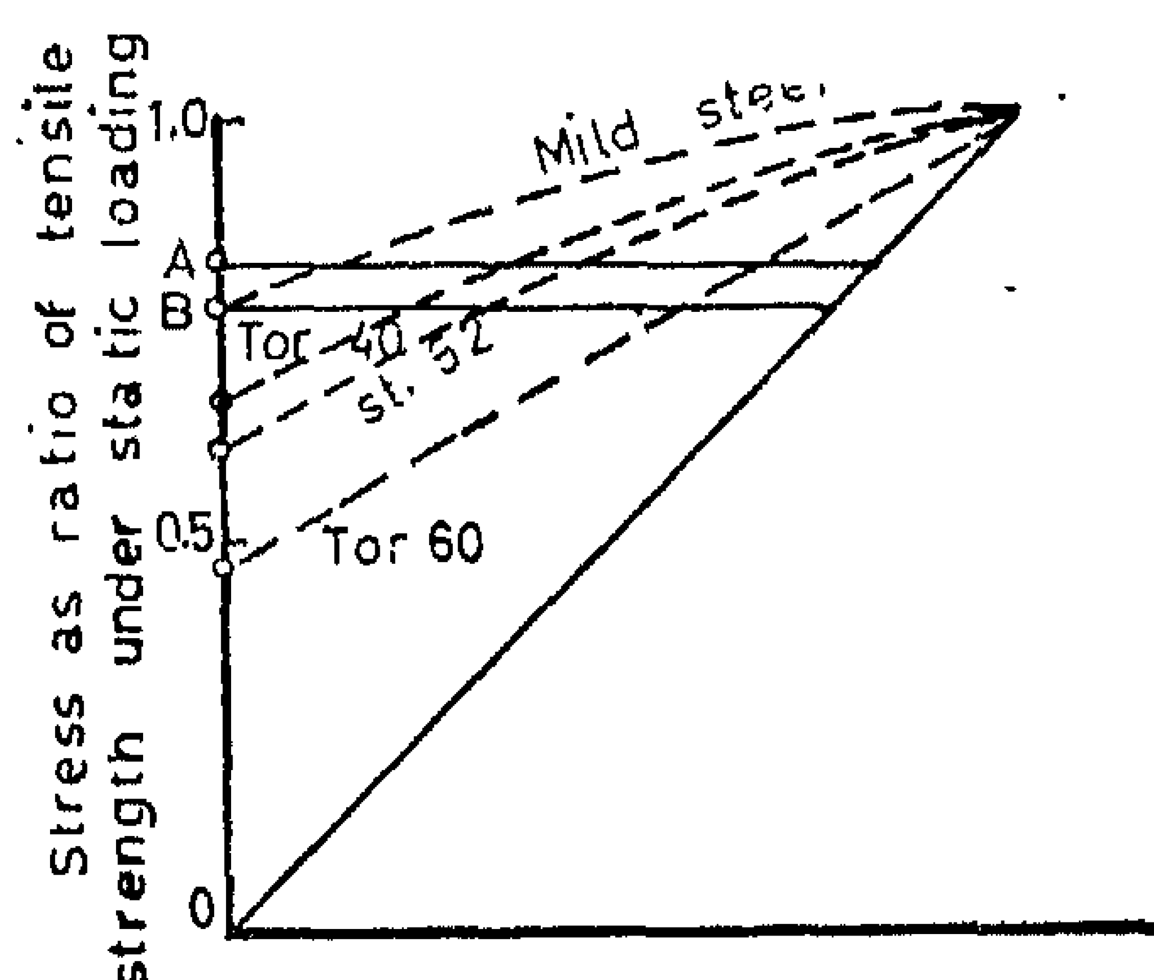
ii — Reinforcing steel :

Mild steel is the most commonly used type in ordinary reinforced concrete structures in the U.A.R. Some other grades of steel may be used in special cases. It is thus of importance to know all the necessary information concerning such types of steel under repeated loading.

Regarding the chemical composition of steel reinforcement they generally showed that low carbon content reduce the resistance of the steel in fatigue and that high phosphorus content reduces its resistance to shock.

For steel possessing a clearly defined yield point, it has been generally observed that a permanent set develops under repeated loading when the maximum of the range of stress approaches the static yield stress. This permenant set becomes greater as the static yield stress is more closely approached.

The modified Goodman diagram figure (4) is the result of extensive studies on the characteristics of mild steel under repeated loading. The given results are for the endurance limits of specimens subjected to repeated direct stress including flucuations of tensile tress. It may be seen that, when the minimum of the limiting range of stress is zero, the maximum tensile stress of the range coincides approximately with the yield stress under static loading. When the minimum of the limiting range of stress is increased in tensile value, then the maximum of the range exceeds the static tensile yield stress. This figure also shows results obtained for a medium-tensile reinforcing steel and for cold-worked mild steel. The relative reduction in the limiting range of a stress with increasing tensile strength is also shown in table (1). The effects of cold-work on the properties of reinforcing steel which are shown in table (2), are to raise the yield stress and ultimate strength under static loading and also the limiting range of stress under repeated loading. The increase in the ultimate strength and in the limiting range is, however, smaller in proportion than the increase in the static yield stress, on the permissible stress may be based. The static yield stress is increased with increased cold work (expressed as a decrease in the pitch of twists). The limiting range of stress under repeated loading is increased by relatively small amounts of cold working, but is reduced by larger amounts of cold working. In general, cold worked steels with



Type of steel	Yield stress kg/mm.²	Tensile stress kg/mm.²
Mild steel	29.85	40.85
Meduim tensile steel – st. 52	44.00	57.20
Cold – worked steel – Tor 40	40.85	50.40
" " " "	59.75	75.50

Compressive

A: Yeild for mild and meduim tensile steel (st. 52).
B: Equivalent yeild stress for cold worked steels Tor steel 40 and Tor steel 60.

FIG. 4 – MODIFIED GOODMAN DIAGRAMS FOR REINFORCED STEELS.

(3-c). For such cases, fatigue strengths of materials under suitable non-zero mean stress are needed.

A still more difficult problem is presented by randomly occuring loads which produce stress variations such as illustrated in figure (3-d). Stress variations of this type involve questions of fatigue damage and of strengthening by understressing. Detailed analysis may be extremely complex. However, it has been suggested that an approximate calculation of «Cumulative fatigue damage» may be of practical value in problems involving many randomly varying stress magnitudes.

In many cases, critical stresses in structural members are not simple tension or compression but may be biaxial or triaxial stresses, The fatigue strengths of materials under combined stresses are not yet completely understood.

B. The Endurance Resistance of materials used in concrete manufacture :

Any destructive effect of repeated loading usually takes place after a long period of time and hence one may think that it is a subsidary cause of failure in spite of the fact that it may be the main. This may be attributed to the lack of detailed and extensive knowledge of the behaviour of different concrete materials and elements and their endurance resistance under such types of repeated loadings. However, the endurance of concrete materials can generally be discussed with regard to main components namely, concrete mixes and reinforcing steel.

i — Concrete Mixes :

In spite of the fact that every research is usually carried out on special mixes designed to suit certain required conditions necessary for one or more specified use or to agree with the requirements of the local conditions and adopted methods of testing the following main conclusions can fairly be introduced.

Repeated loading tests carried out on concrete members made of different types of aggregates namely, gravel and crushed stones showed, in general, superiority of the grave to the crushed stones while limestone aggregates were the worst.

The normal maximum size and gradation of the aggregates ought to be taken into consideration, however, no one had attempted to examine the effect of such factors as such an investigation would be too expensive, time consuming and monotonous to tackle.

The fatigue strengths seems to increase with the richness of the mix. This cannot be thoroughly approved, as a slight decrease in concrete fatigue resistance had been noted for considerably high cement contents.

For a successive increase in the water cement ratio a corresponding decrease in the fatigue strength is to be eexpected. The new methods of compaction makes it now possible to use safely mixes stiffer than those commonly used before and thus a higher fatigue strength must be expected.

To study the effect of curing conditions on concrete fatigue under repeated loading a series of gravel concrete beams of 1 : 2 . 3 mix proportions were made. The first group cured in water, the second in a shed while the lattar exposed to the weather. The concrete in both the lattar cases was left under damp burlap for only the first two days after casting. The cast beams included both plain and reinforced specimens and tested after 28 and 60 days after casting. The results show that under subsequent repeated loading final fracture seemed to follow closely the ckeck cracks especially in the case of the exposed beams and hence a reduction in the fatigue strength is to be expected for dry or unfavourable conditions of curing.

The age of concrete members affects immensely their behaviour and resistance under repeated loading either in laboratory tests or actual life service. Experiments indicated a smaller endurance limit for specimens tested at relatively small ages and no constant endurance limit can be determined for concrete elements tested at early ages (e.g. 28 days tests). Age also has a distinct effect on the elastic behav-

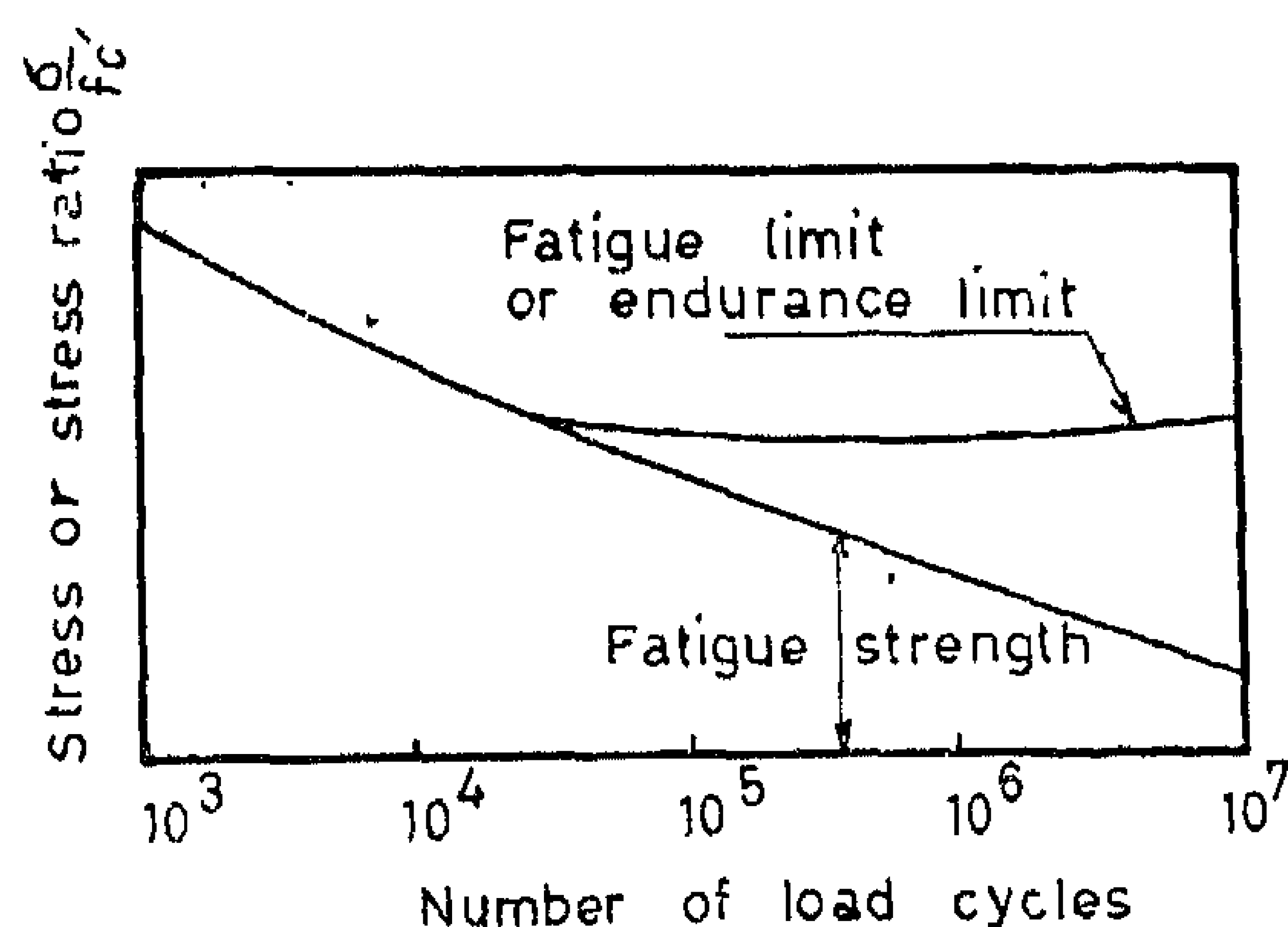


FIG. 1. TYPICAL S_N (Stress versus log number of cycles) DIAGRAM

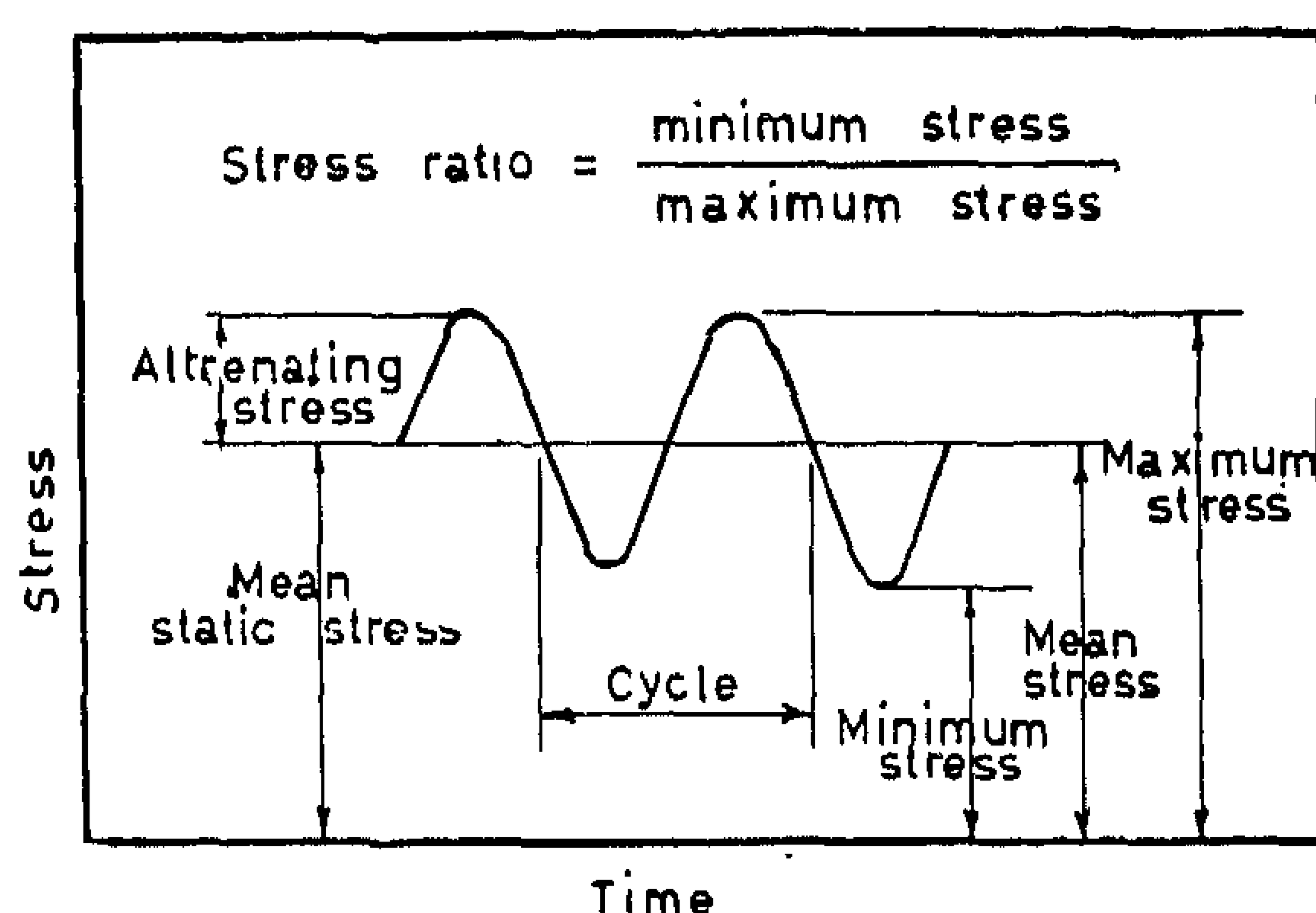


FIG. 2. DEFINTION OF FATIGUE TERMS.

or negative. For any flucuating load cycle, the level of the mean stress has a significant influence on the life time of this member just as that of the amplitude of the fluctuation.

The idealized diagrams shown in figure (3) illustrate several types of stress time conditions which result from service loadings applied to structural members.

Figure (3-a) shows a kind of stress variation which may represent no problem of fatigue due to relatively small range of variation of compressive stress In such a case, design may well be upon a static strength basis.

Figure (3-b) shows a case of completely reversable cyclic stress. Many laboratory fatigue tests on structural members under repeated loading are made under completely reversable stresses & may be carried out in two ways :

a) A series of similar members may be subjected to different ranges of loading to establish the range loading which is just sufficient to cause a particular form of damage

b) A single specimen is subjected to a range of repeated loading which is increased at intervals or after a set of repetitions until the required condition of damage is reached.

In various structural members, vibrating loads are superimposed upon steady loads and may result in stress cycles like those of figure

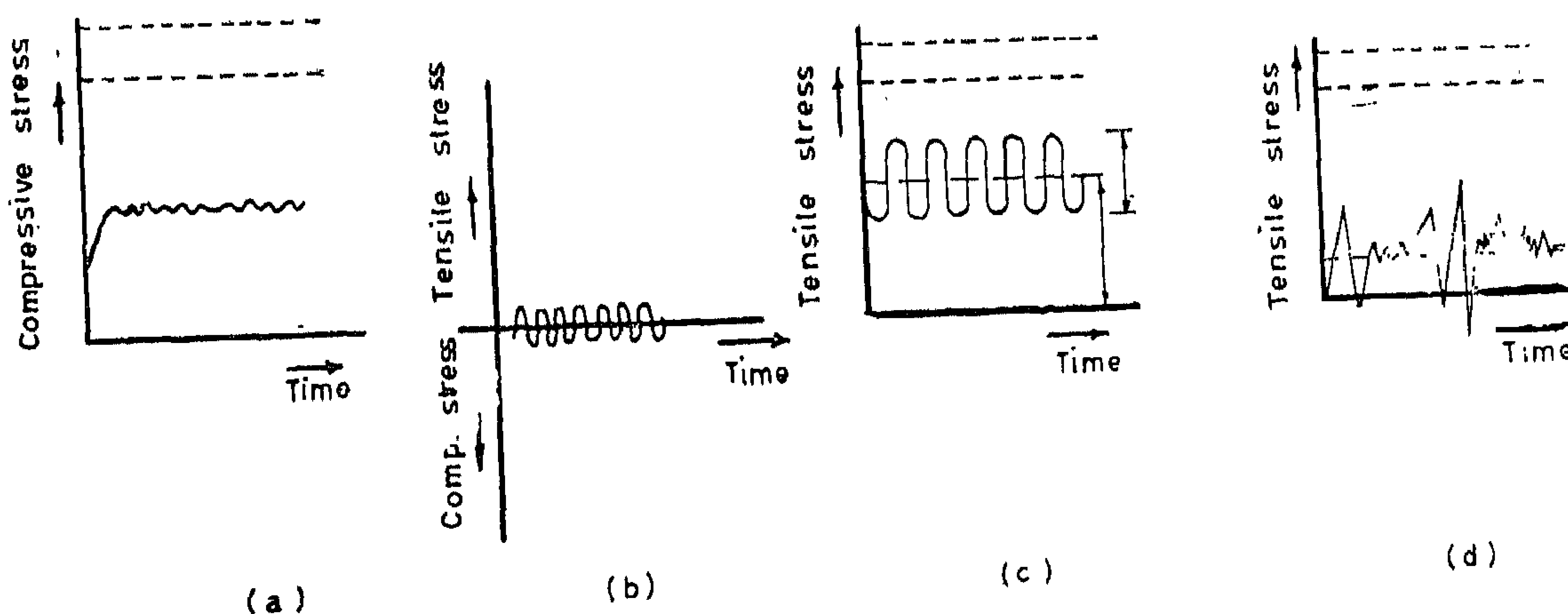


FIG. 3. INDEALIZED STRESS TIME DIAGRAMS ILLUSTRATING VARIOUS TYPES OF LOADING CONDITIONS

A — Loading Conditions.

B — The endurance resistance and behaviour of the materials of concrete.

C — The endurance resistance and behaviour of concrete members.

A — Loading Conditions :

Alternating loads can be applied to materials in many different ways. In dealing with possible cases of loading and their variation with respect to time it is necessary to distinguish between periodic and non-periodic loads. The order of magnitude of the time scale involved must be considered, and it is convenient to discuss this time scale in relation to the period of free oscillation of either the whole structure or part of it. The frequency of such oscillations is of importance and generally denoted by N.

i — Periodic Loads :

Periodic loads at a frequency of the same order as N can result in a fatigue failure. Unless vibrations and resonance occur however, the stresses in most of the civil engineering structures due to such loads are usually small compared with stresses due to the maximum static load. Resonance in bridges may cause the extension of fatigue damage to the main members.

Periodic loads with a frequency greater than N can be produced e.g. by machines supported by the structure but, generally, have a very local effect on the structure that may be reduced practically to the mean value of the periodic load.

Periodic loads with frequencies much lower than N may be of no great importance with respect to fatigue. Generally, the common practice is to simply multiply the value of the load by a dynamic factor.

ii — Non-Periodic Loads :

The duration of most non-periodic loads is large compared with the period of free oscillation . The damage suffered by the structure under such loading also depend on the effect of rate of loading on the yield and fracture properties, and this also has to be taken into consideration. Blast or shock loading represents an exception to the above and this can only be treated by considering the dynamic behaviour of the structure.

There is a form of loading which can produce short term, non periodic loads and widely occurs, namely wind pressure. The damage inflicted on a structure by winds can only be assessed by considering the effect of the highest action, the short duration of which necessitates the consideration of the dynamic behaviour of the structure.

The critical effect of non-periodic loads with a long time scale is usually assumed to arise purely from the effect which a single load application of the maximum intensity would cause in a previously unloaded structure. If plastic theories of collapse are being employed, the loads while insufficient in magnitude to produce static collapse may be sufficiently intense to cause incremental collapse after a number of successive applications of different loading combinations.

iii — Various Types of Repeated Loads in structural Members :

Repeated loadings may be axial tension, compression, bending, torsion and shear or a combination of these. For building structures, axial and bending cases of loading are the most important. The diagrams in figures (1, 2) explain some terms used in plotting and defining different repeated loadings data and forms. However, it is not sufficient to state that fe is the fatigue limit in pure tension, compression, etc., because it does not completely define the stress conditions. There may be a superimposed steady stress upon the oscillating stress f called the mean stress fm which may be either positive

EFFECT OF REPEATED LOADINGS ON DIFFERENT CONCRETE STRUCTURES

By

Dr. M. M. EL-ADAWY NASSEF

Lecturer, Faculty of Engineering, Cairo University

1. INTRODUCTION

Although the design of most concrete structures is based almost entirely on data obtained from static tests and analyses, the present need for more elaborate structural analysis necessitated the knowledge of more fundamental information on the behavior of concrete under loads other than static.

Many concrete structures whether plain, reinforced or prestressed are subjected in their service condition to repeated loading. Included in this category are pavements, crane girders, highway or railroad concrete bridges, some water structures such as water tanks and aqueducts, marine structures like docks, wave breakers and fenders, tall buildngs or posts subjected ta o considerable or destructive wide action military stuructures especially those which have to resist repeaéed transient loading condition, etc. Obviously a clear understanding of such structural behaviour is required where more vibraéions and repetition of loads are possible. Extensive studies are of great need if the concrete elements or structures have to resist repeated reversals of stress i.e. tensile and compressive stresses alternately.

The effect of repeated loadings on concrete members or structures may be considered nowadays as one of the most important subjects due to the progressive tendency in the daily life needs to use loads considerabley heavy and having relatively higher speeds.

Few limited and scattered trials have been made to define and obtain comprehensive experimental or mathematical informations concerning such concrete studies. As with many other concrete problems, the diversity of the factors affecting such studies of concrete made it impossible for any research worker to introduce definite or decisive conclusions in which all the factors lfecting the behaviour of concrete structures are presented.

No systematic study has been carried out to explain the extent to which such factors will affect the behaviour of different concrete members subjected to repeated loading. Only individual efforts have been made to study the effact of such factors and hence the availabe information is quite limited and represent generally certain features that appeared in many of the previous research works.

These features can be presented as follows :

2 — FACTORS LIMITING THE MAXIMUM RESISTANCE OF STRUCTURAL CONCRETE MEMBER SUBJECTED TO REPEATED LOADING :

The phenomena of rupture of a material when subjected to repeated loading at a stress substantially less than ultimate static strength is known as «Fatigue». Static loads result in strength problems, while repeated loads require, in addition, limiting the deformations, And thus, for each of these two problems; strength and deformation of the member, seperate treatment is required. However, the limiting factors governing the maximum resistance of any structural member under the different known types of repeated loading are the followings .

$$M_{x.b} = \frac{\bar{F}_o}{p} \cdot Q_I \left(\frac{b}{II}\right)^2 \sin \frac{IIx}{b}$$

Moment in elastic cross beam :

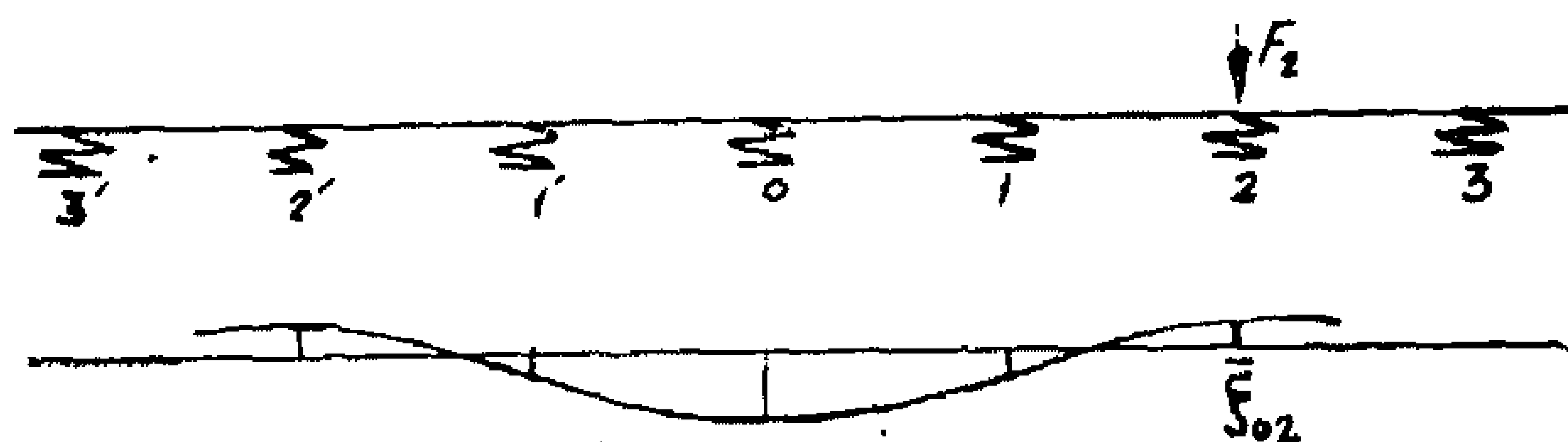
$$M_{x.b} = \frac{\bar{F}_o}{p} \cdot Q_I \cdot \left(\frac{b}{II}\right)^2 \cdot \sin \frac{IIx}{b}$$

Moment decrease in cross beam :

$$\triangle M_{x.b} = \left(\frac{F_o}{p} - \frac{\bar{F}_o}{p}\right) \cdot Q_I \cdot \left(\frac{b}{II}\right)^2 \cdot \sin \frac{IIx}{b}$$

For any position of the load P on the deck, the values of the influence ordinates $\frac{F_o}{p}$ & $\frac{\bar{F}_o}{p}$ for the reaction at support m = O of continuous beam on rigid and elastic supports respectively can be obtained.

$$\frac{F_o}{p} = \sum_{m=o}^{m=\infty} \frac{F_m}{p} \cdot \prime\eta_{om}$$



Influence line for reaction at support m = o

(Fig. 33)

where

$\eta'_{o n}$: the influence ordinate at support m for the reaction at support m = o of a beam on elastic supports.

F_m : reaction at support m of a beam on rigid supports.

$$\triangle M_{x.b} = Q_o \cdot \left(\frac{b}{II}\right)^2 \cdot \frac{Q_{Ix}}{Q_o}\left(\frac{F_o}{p}\right) - \Sigma \frac{F_m}{p} \prime\eta_{om})$$

Knowing the moment decrease the actual value of moment in the cross beam is then obtained.

After the determination of the values of the Moments in longitudinal ribs and cross beams, the stresses are calculated. The stresses in the longitudinal ribs due to their action as part of main girder top flange are to be superimposed.

5. Conclusjon

The object of this paper is to present the structural behaviour and the analysis of the orthotropic steel plate bridge floor. The design method of "Pelikan - Esslinger" given here can be applied to egyptian specifications.

Charts can also be drown to simplity the design. This work will be published in another paper.

REFERENCES

1 — Cornelius, W., Der Stahlbau vol. 21 (1952)

2 — Mader, F.W., Der Stahlbau vol. 26 (1957)

3 — Mader, F.W., Der Stahlbau vol. 26 (1957)

4 — Giencke, E., Der Stahlbau vol. 26 (1955)

5 — Krug, S. and Stein, P. : Influence Surfaces of orthogonal Anisotropic Plates. Springer Verlag, Berlin, 1961

6 — Pelikan, W. and Esslinger, M. : Die Stahlfahrbahn, Berechung und Konstruktion. M.A.N. Forschungsheft No. 7, (1957).

7 — Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges. AISC 1962.

4.2.3.1 **Relative rigidity coefficient** (γ)

The relative rigidity coefficient (γ) is a co - efficient depending on the rigidity of the longitudinal ribs to the elastic spring constant of the support. If the cross beam is loaded by the first sinusoridal component load, the value of c will be given by :

$$C = \frac{F}{\varepsilon} = \frac{\Pi^4 . E . I \chi - b}{b^4}$$

while $I_{xb.}$ is the moment of inetia of the cross beam. For deck with open ribs :

$$\gamma = \frac{I}{C} \frac{EIr}{r^3 a} = \frac{b^4 . I r}{\Pi^4 \cdot a \cdot t^3 I \chi \cdot b}$$

for deck with closed ribs :

$$\gamma = \frac{p^4 \cdot I_r}{\Pi^4 (a + e) t^3 . I \chi . b .}$$

For various values of γ the ordinates of the in fluence lines at the supports for the bending moment at midspan " $'\eta_c$ " and over the supports $'\eta_3$, also for the reactions $'\eta$ for a beam resting on in finite number of elastic supports can be determined.

4.2.3.2 Corrections of bending moments due to cross.

beam elasticity

I. Moment Increase $\triangle M_r$ in longitudinal ribs.

The bending moment at any point in a continuous beam on elastic supports will be taken as the sam of the following two parts :

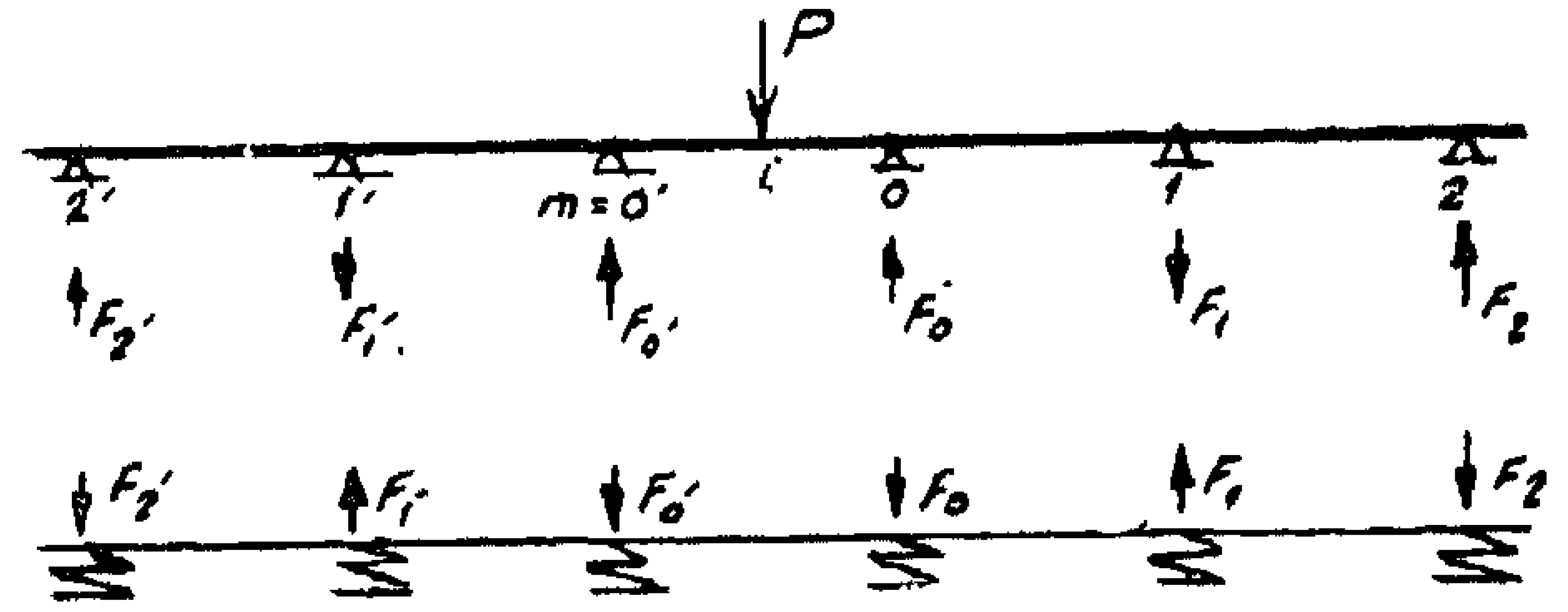
a) Bending moment in a continuous beam on rigid supports which can be calculated from the influence lines.

b) Bending moment due to the vertical deflections at the supports

$$\triangle M = \sum_{m = I}^{m = \infty} F_m . {'\eta}_{. im} = p . t \sum \frac{F_m}{p} \frac{'\eta \text{ im}}{t}$$

where :

F_m : Reaction of support m of continuous beam on rigid supports, due to load P



(Fig. 31)

η_{im} Influence ordinate at supportm for the bending mement at point i of a continuous beam on elastic supports.

Representing the load P in a Fourier series and considering only the 1st component load Q_{1x}. then the load on the rib at the position $x^1 = Q_{1x} d$

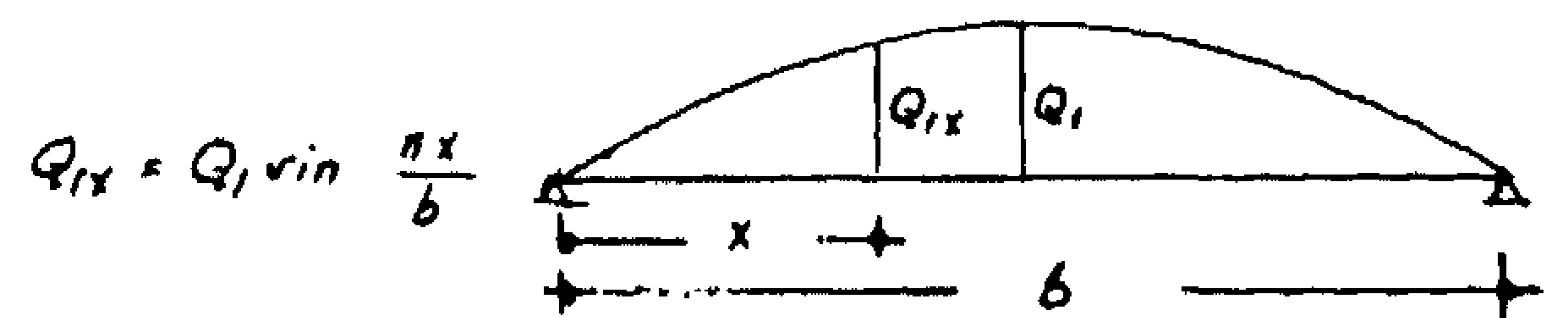
$$M = Q_o . a \cdot t \cdot \frac{Q_{1x}{}^1}{Q_1} \sum \frac{F_m}{p} \frac{'\eta \text{ im}}{t}$$

Due to the effect of elasticity of cross beams the positive bending moment in the longitudinal ribs is increased, while the bending moment at support is decreased. The effect on the positive moment will only be considered in the design.

2. Moment decrease $\triangle M_{x.b}$ .in cross beams

The reactions of a beam on elastic supports are smaller than those of a beam on rigid supports. Therefore the moments in the flexible cross beams are smaller than those calculated from the reactions of step 1 (rigid cross beams)

The loading on the cross beam is represented by sin - usoidal component loads and the Ist component load Q_{ix} will be only considered.



(Fig. 32)

The moment in the cross beam calculated from step 1 :

For the case of a wheel load placed on the middle line of the plate and distributed on an area 2g x 2c, the bending moment M_c at any point "x" of line a-a obtained by integration of the influence line over the length 2c is given by

$$M_c - Q_o \cdot t \frac{Q_{nx}}{Q_o} \cdot \left(\left(\frac{1}{2\,\alpha t \,.\, \alpha c} \cdot \left(1 - \frac{\cosh \alpha \; (t/2 - c)}{\cosh \; \alpha t/2}\right) + \frac{K}{\alpha^* \;\; (1 - K)} \cdot \frac{1}{2 \cosh \frac{\alpha t}{2}} \times \left(1 - \frac{\sinh \alpha \cdot c}{\alpha c \,.\, \cosh \frac{\alpha t}{2}}\right) \cdot \right) \right)$$

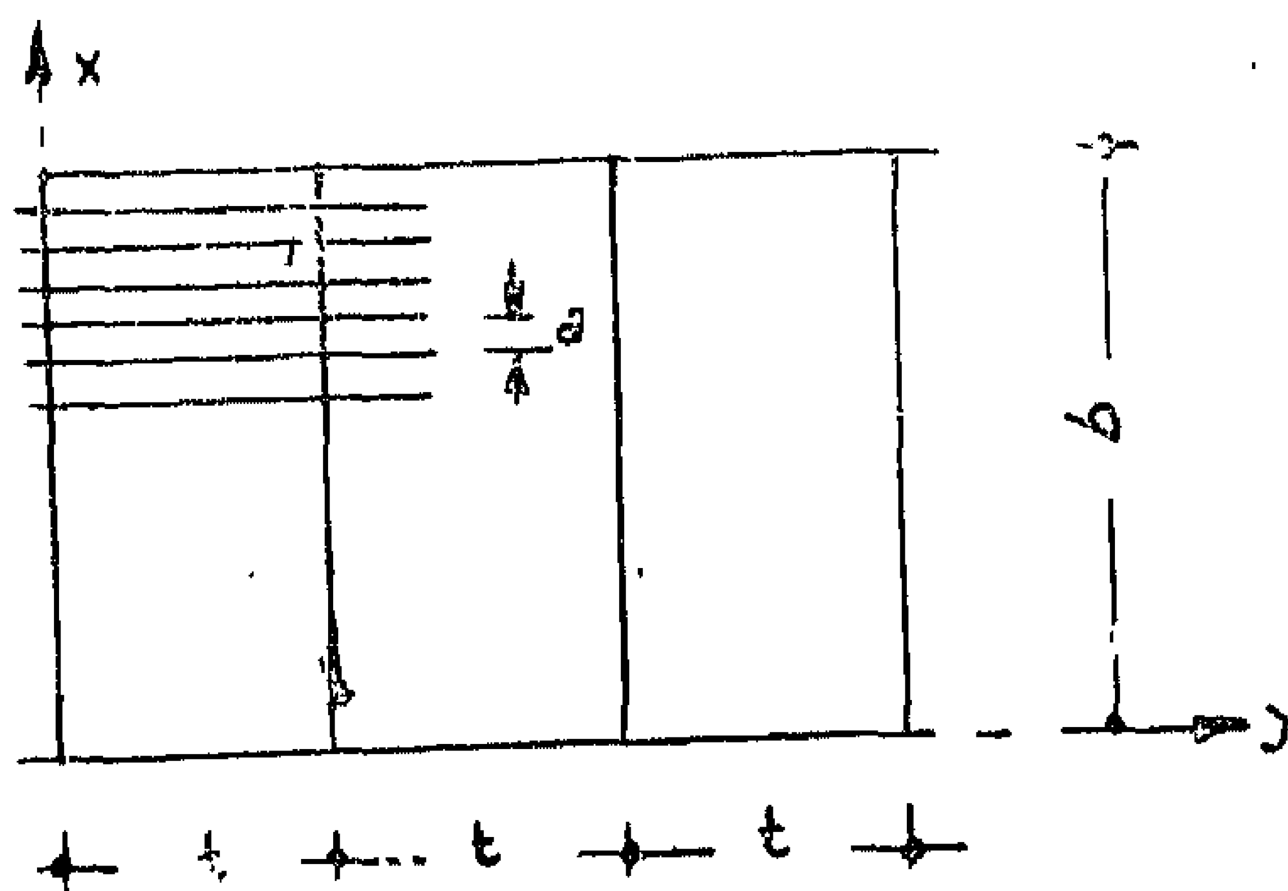
4.2.3. Effects of crass beam elasticity

When the deck is loaded, deflections will take place causing a redistribution of the bending moments and stresses. Due to the deflec- tion of the floor beams the positive bending moments at midspan of the longitudinal ribs will increase while the negative bending moments at the supports "Cross beams"

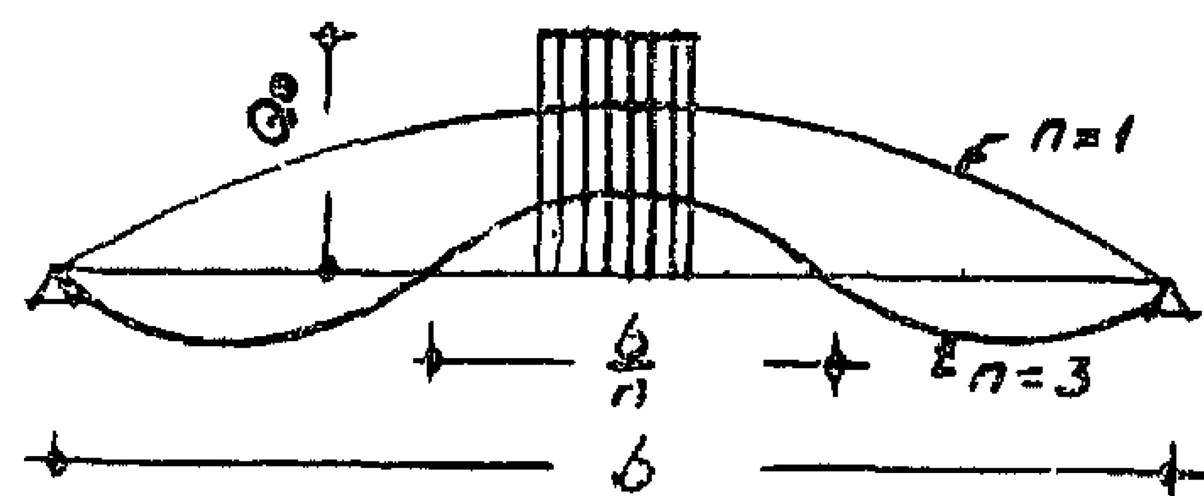
Will decrease. The deflection of the directly loaded cross beam will cause a distribution of the load to the cross beams over which there is no load and a relief of the cross beam located directly under the load.

The calculation of the effects of cross beam elasticity is based on the theory of continuous beam on elastic supports.

As the curvature of the deck in the transverse direction of the bridge is very small compared to that due to loading, the stresses are also negligible in this direction and it could be assumed that the flexurel rigidity $K_{::}$ as well as the torsional rigidity, H, = O . Thus the plate is treated as composed of strips supported on the elastic cross beams.



(Fig. 29)



(Fig. 30)

For a continuous beam on elastic supports, the reaction F at any support m should be proportional to the deflection of the support, δ_m ist $F_m = C \cdot \delta_m$

where C is the elastic spring constant of the support.

Thus for the computation of these plate strips as continuous beams on elastic supports, the loading on the cross beam should be distributed such that the resulting deflection at any point of the cross deam is proportional to the loading at the same point. This condition is satisfied by sinusoidal loading on the crossbeam which cause sinusoidal deflections.

Therefore the loading on the cross beam should be ana - lysed in a "Fourier series" consisting of sinusoidal component loads Q_{1x}, Q_{3x}, Q_{nx}

It will be here sufficient to consider only the first component load since the deflections caused from biger component loads are neglegible as they are proportional to the effective span $\left(\frac{d}{n_1}\right)$

Where : $\alpha = \frac{n\Pi}{b} \cdot \sqrt{\frac{2H}{K_y}}$

$$a = 1 - \frac{\alpha t}{\sinh \alpha t}$$

$$K = \frac{\alpha t \cosh \alpha t - 1}{a}$$

$$C_1 = \frac{-K + \cosh \alpha t}{\sinh \alpha t} : C'_2 = -1$$

$$C_3 = K - 1 \quad : C'_4 = +1$$

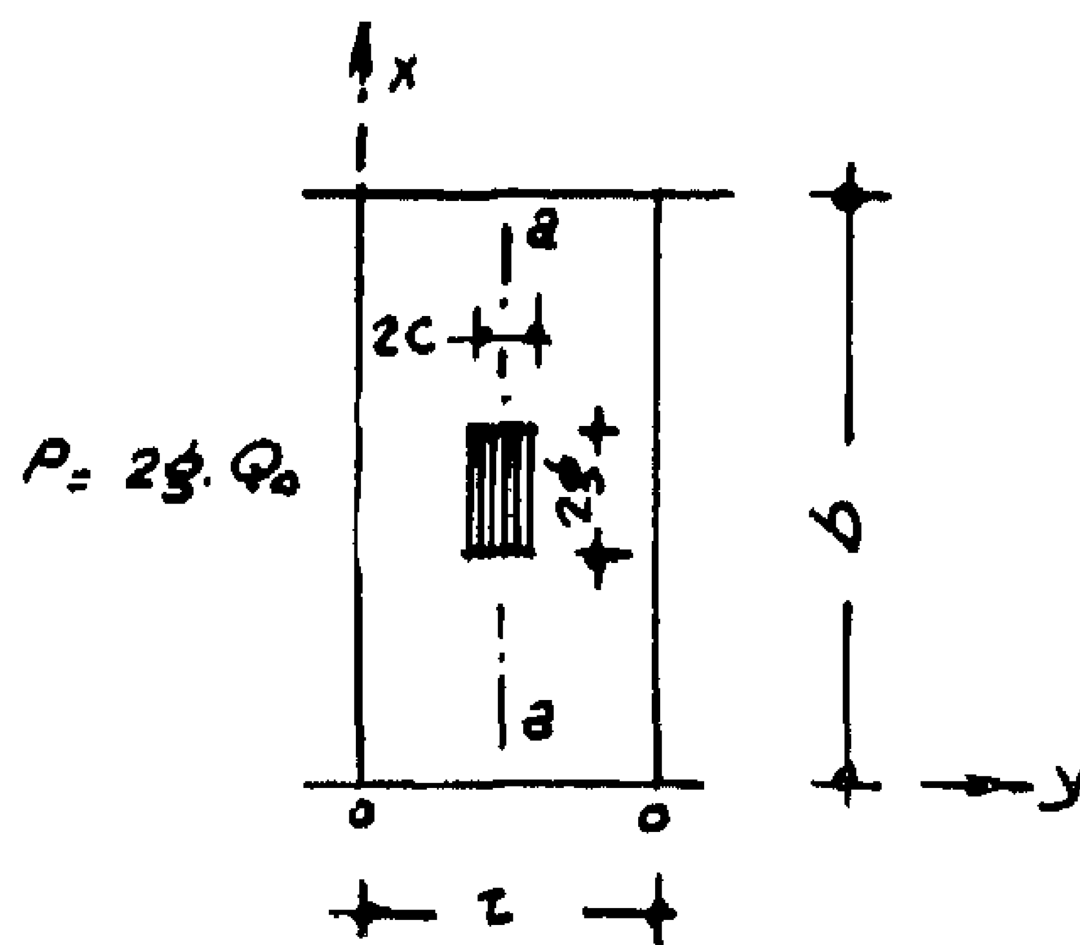
These constants are functions of n which is for symmetrical loading = 1, 3, 5, ...
m is the smaller of the two support numbers of the panel.

II — Influence line for moment at midspan

a) For the ordinates of panel O — O : y < t/2

$$\frac{\eta_{cn}}{t} = \frac{\sinh \alpha y}{2\alpha t . \cosh \frac{\alpha t}{2}} + \frac{K}{\alpha(1-k)} \cdot \frac{1}{2 \cosh \frac{\alpha t}{2}}$$

$$(C''_1 \sinh \alpha y + C''_2 \cosh \alpha y + C''_3 \alpha y + C''_4)$$



(Fig. 28)

Where : α ' a ' K as given before

$$C''_1 - \tanh \left(\frac{\alpha t}{2} \right), C''_2 — -1$$

$$C''_3 = O \quad , C''_4 = +1$$

b) For ordinates of other panels

$$\frac{\eta_{en}}{t} = \frac{K}{\alpha \cdot (1-K)} \cdot \frac{1}{2 \cosh \frac{\alpha t}{2}} k^m \quad (C'_1 \sinh \alpha y + C'_2 \cosh \alpha y + C'_3 \alpha y + C'_4)$$

where : α, a, K, C'_1 'C'_2 'C'_3 'C'_4 as given before

$$\frac{Q_{nx}}{Q_o} = \frac{8}{n\Pi} \cos \frac{n\Pi c}{b} \sin \frac{n\Pi g}{b} \left[\sin \frac{n\Pi d_1}{b} + \sin \frac{n\Pi d_2}{b} \right] \sin \frac{n\Pi x}{b}$$

The bending moment at any point, $_y x _y$.

My = Load at point "x" multiplied by the influence ordinate

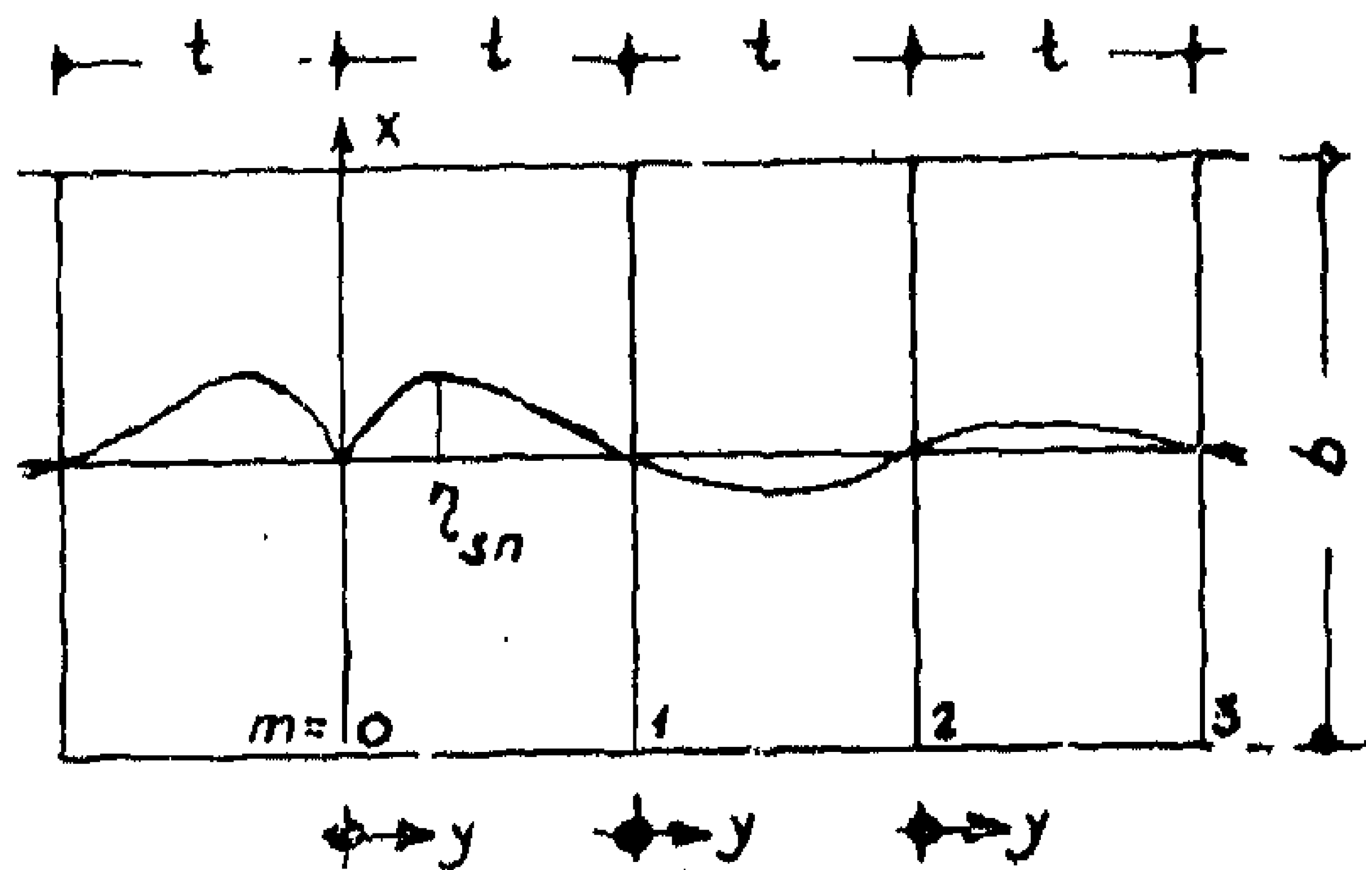


Fig. 26)

$$M_y = \sum_{n=1}^{\infty} Q_n . \sin \frac{n\Pi x}{b} . \eta_n$$

$$= \sum Q_{nx} . \eta_n$$

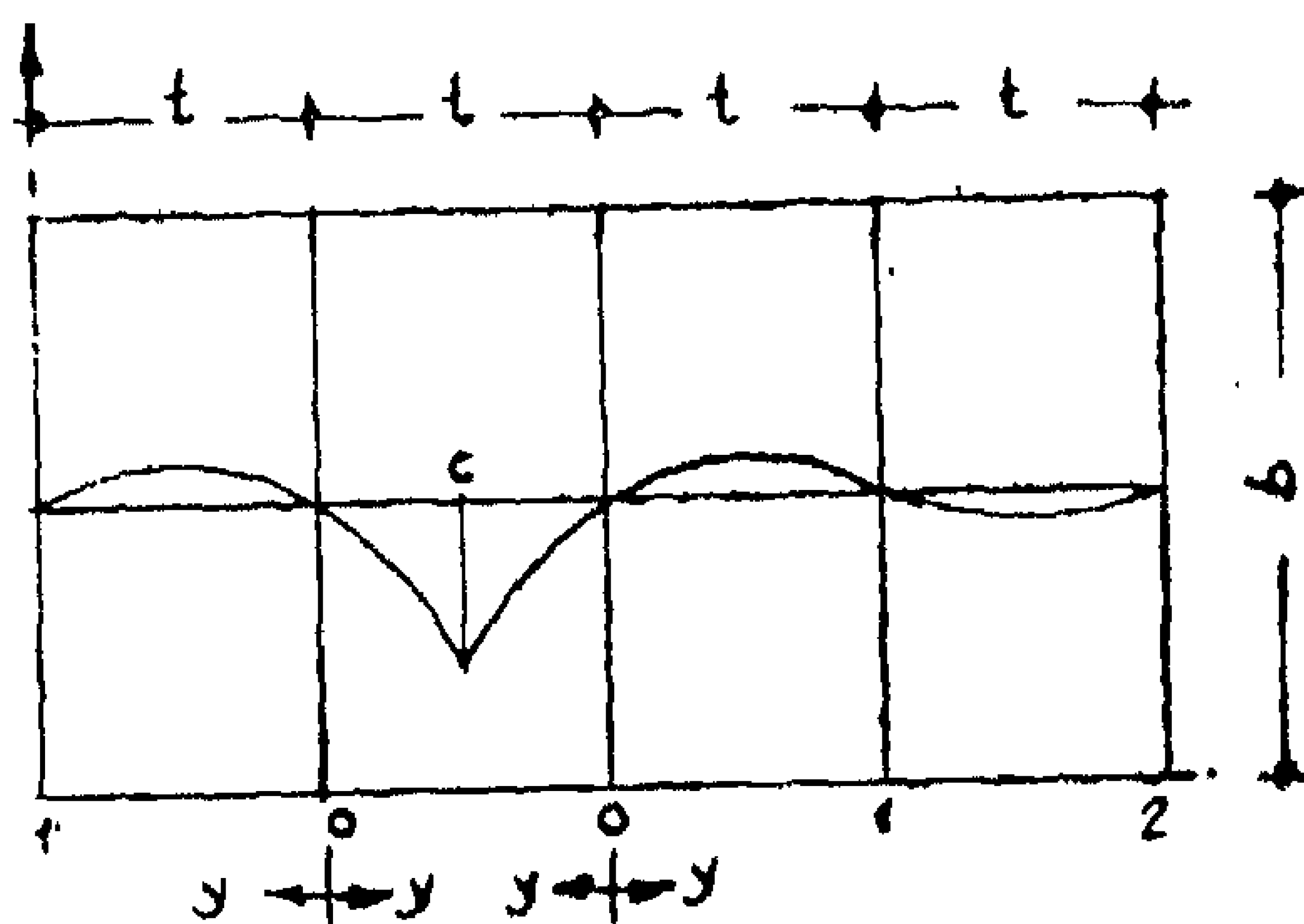
$$= Q_o . t \sum_{n=1}^{\infty} \frac{Q_{nx}}{Q_o} . \frac{\eta_n}{t}$$

Moment / rib = M. (a+e)

I. Influence line for moment at support

The influence line, η sn, for the moment at the support m = O is the profile of the deflection surface at $x = \frac{b'}{2n}$ caused from a unit rotation 1. $\sin \frac{n\Pi x}{b}$ at support m = O

$$\frac{\eta_{sn}}{t} = \frac{1}{\alpha^*} \frac{K}{(1-K^2)} K^m (C_1' \sinh \alpha y + C_2' \cosh \alpha y + C_3' \frac{y}{t} + C_4)$$



(Fig. 27)

The loading on the orthotropic plate is analysed in a Fourier — series as sum of sinusoidal component loads.

For one axle in any position, then for any point x: Fourier Coefficient

$$\frac{Q_{nx}}{Q_o} = \frac{8}{n\pi} \cdot \cos\frac{n\pi c}{b} \cdot \sin\frac{n\pi g}{b} \cdot \sin\frac{n\pi d}{b} \cdot \sin\frac{n\pi x}{b}$$

(Fig. 22)

(Fig. 23)

(Fig. 24)

for two axles in any position :

(Fig. 25)

C_1, C_2, C_3 C_4 are the integration constants which can be determined from the edge conditions.

The applied loads on the plate should be represented in the form of sinusoidal component loads extended aver the width b.

If a moment M_1 $\overline{M}_1 . \sin \frac{n\Pi x}{h}$ is applied

at y = t of a plate simply supported at the 4 sides, fig. 19, the integration constants

will be : $C_1 = -\frac{\overline{M}_1}{K_y} \cdot \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{\sinh \alpha t}$

$$C_3 = + \frac{M_1}{K_y} \cdot \frac{1}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{\alpha t}$$

$$C_1 = C_4 = O$$

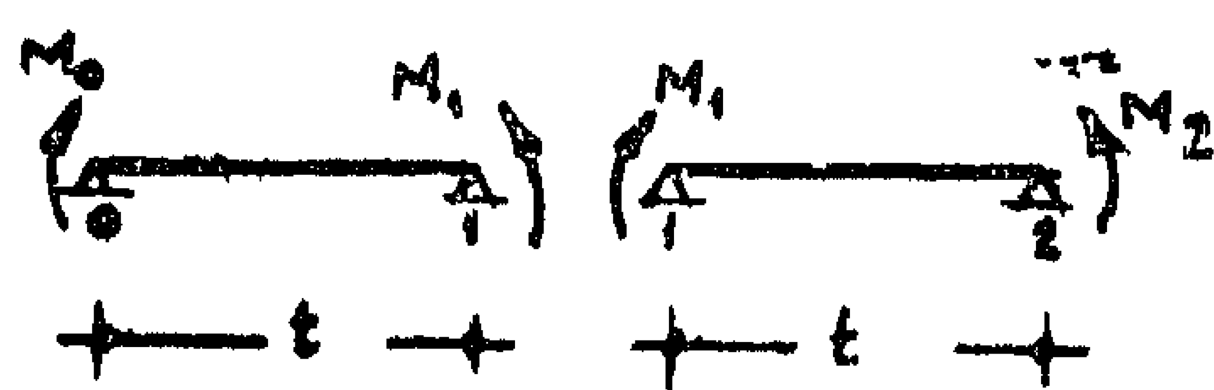
Knowing the integration constants the rotations W_0 at O and $\overline{W}_1$ at 1 could be determined as functions of the applied moments.

$$W'o = -\frac{M_1}{K_y} \cdot \frac{1}{\alpha} \left(\frac{1}{\sinh \alpha t} - \frac{1}{\alpha t} \right)$$

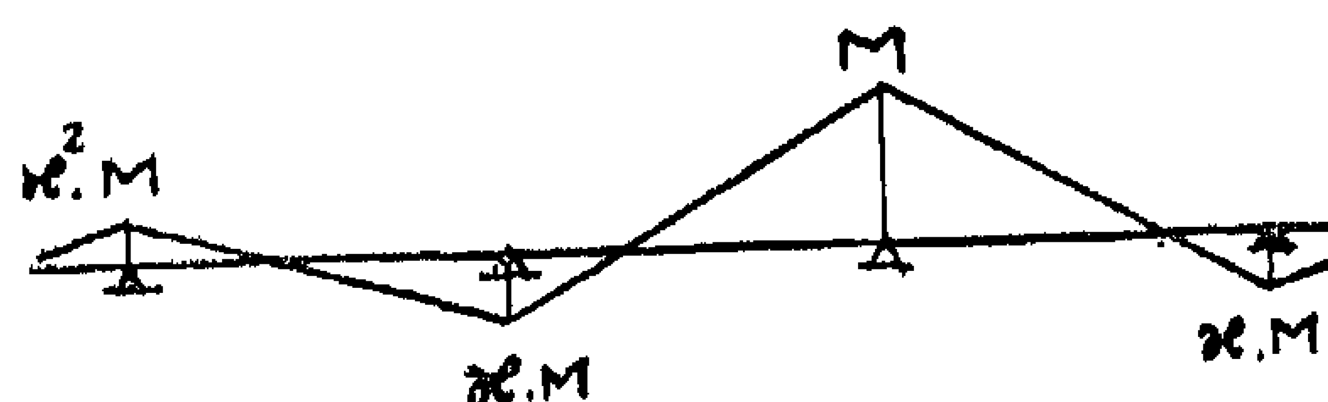
$$W'_1 = -\frac{M_1}{K_y} \cdot \frac{1}{\alpha} \left(\coth \alpha . t - \frac{1}{\alpha t} \right)$$

Applying the moments on the two spans O-1, 1-2 and fulfilling the condition of equality of the rotations W_1 (left) and $W_1^{\cdot}$ (right) in a continuous plate, the three - moment equation of the unloaded continuous plate can be written in the form :

$$Mo + 2 C . M_1 + M_2 = O$$



(Fig. 20)



(Fig. 21)

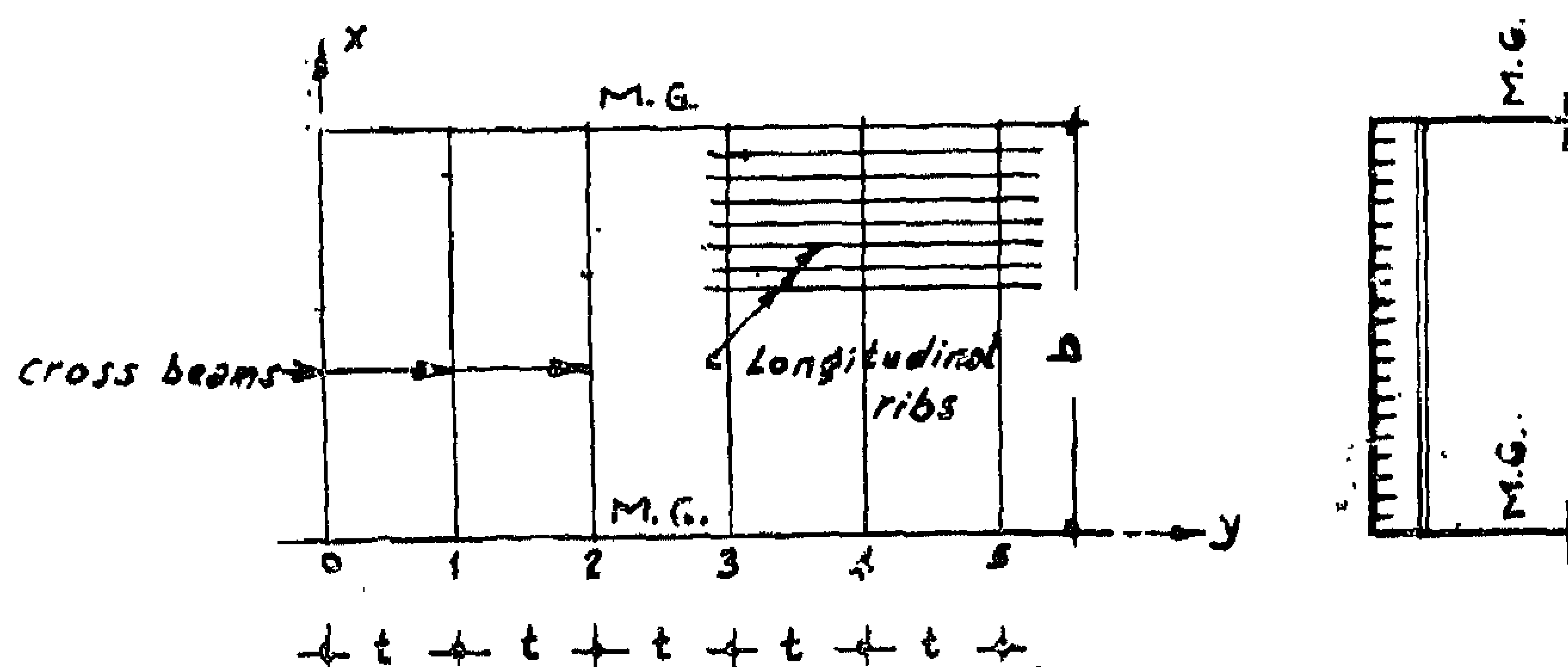
Where :

$$C = \frac{\alpha t . \cosh \alpha t - \sinh \alpha t}{\sinh \alpha t - \alpha t}$$

The moments decrease by a carry over factor

$$K = - C + \sqrt{C^2 - 1}$$

General expressions for the influence surfaces of the bending moments of a continuous orthotropic plate can be driven similar to the influence lines of continuous beams.



(Fig. 18)

Moment in rib = $M_{total} \frac{A^o}{P}$

where $\frac{A^o}{P}$ is the ratio of the load on the rib under consideration to the total wheel load.

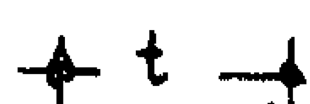
4.2.2.2. **Orthotropic plate with closed longitudinal ribs**

Neglecting the rigidity of the steel plate K_x the differential equation becomes

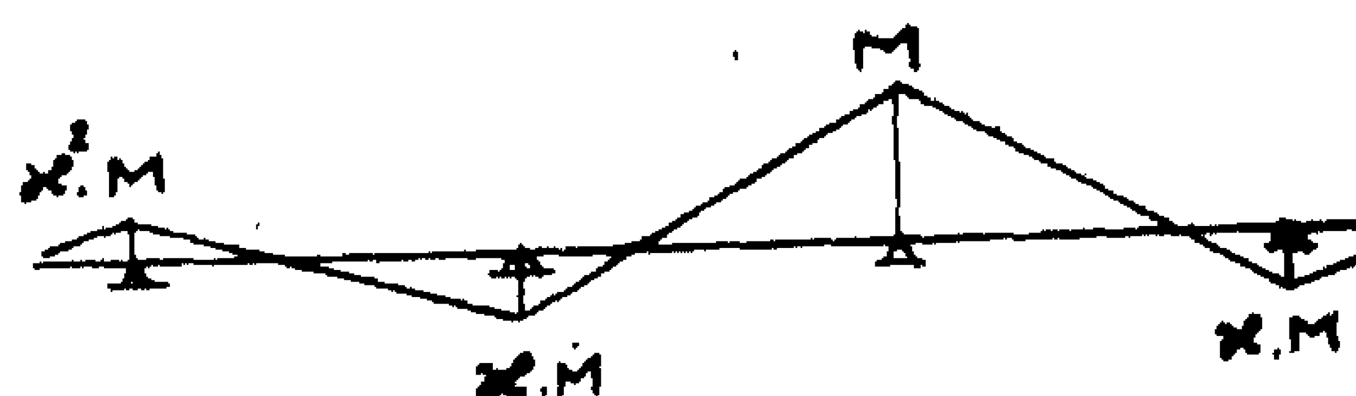
$$2 H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P$$

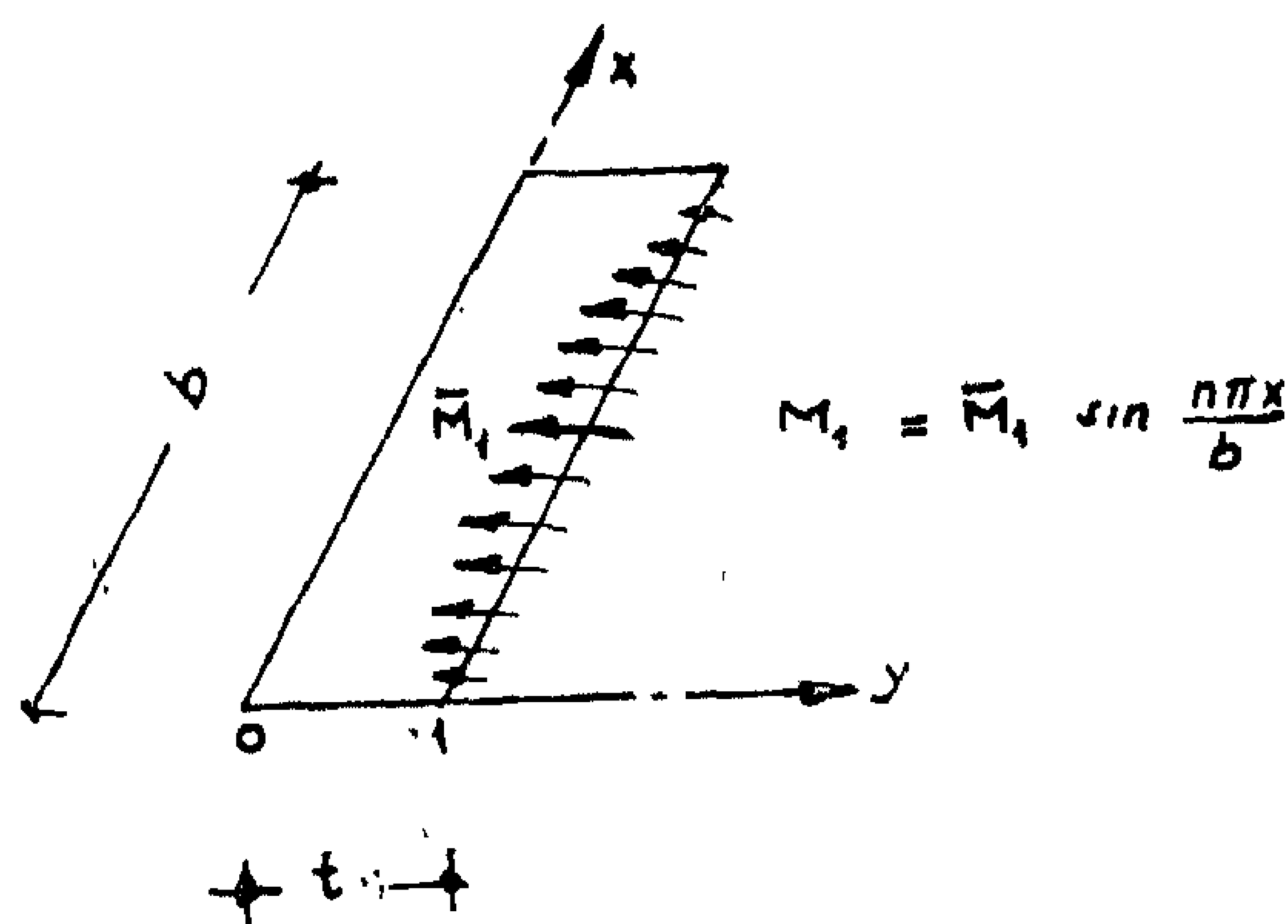
For the calculation of the infuence surface the homogeneous equation is only needed:

$$2 H \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = 0$$



(Fig. 19)





19)

The general solution of this equation is :

$$W = (C_1 \cdot \text{Sinh}\, \alpha y + C_2 \cdot \cosh \alpha y + C_3\, \alpha y + C_4) \sin \frac{n \Pi x}{b}$$

where $\alpha = \frac{n \Pi}{h} \sqrt{\frac{2 H}{K y}}$

The flexural rigidity of the floor beam can be calculated after determination of the effective width of plate acting with the cross beam.

For simply supported cross beam the effective span = b = spacing between the main girders, Effective spacing $t* = \frac{F^{o}}{F + F_{r}} \cdot t$

For the calculation of the effect of crossbeam alasticity t * can be assumed = t

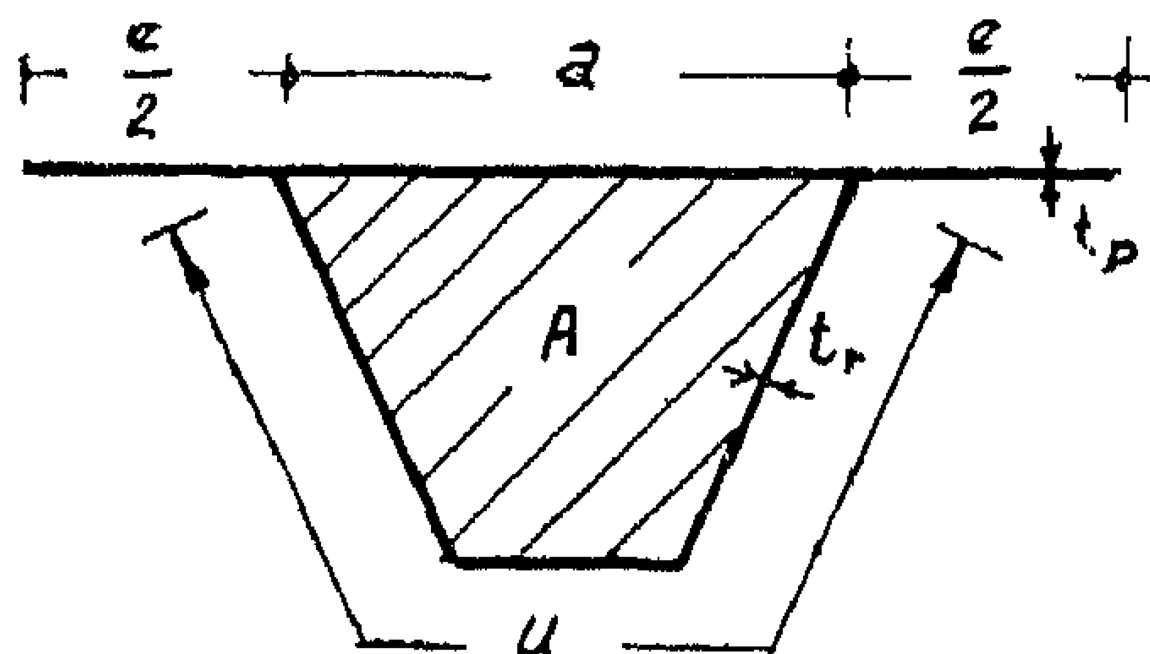
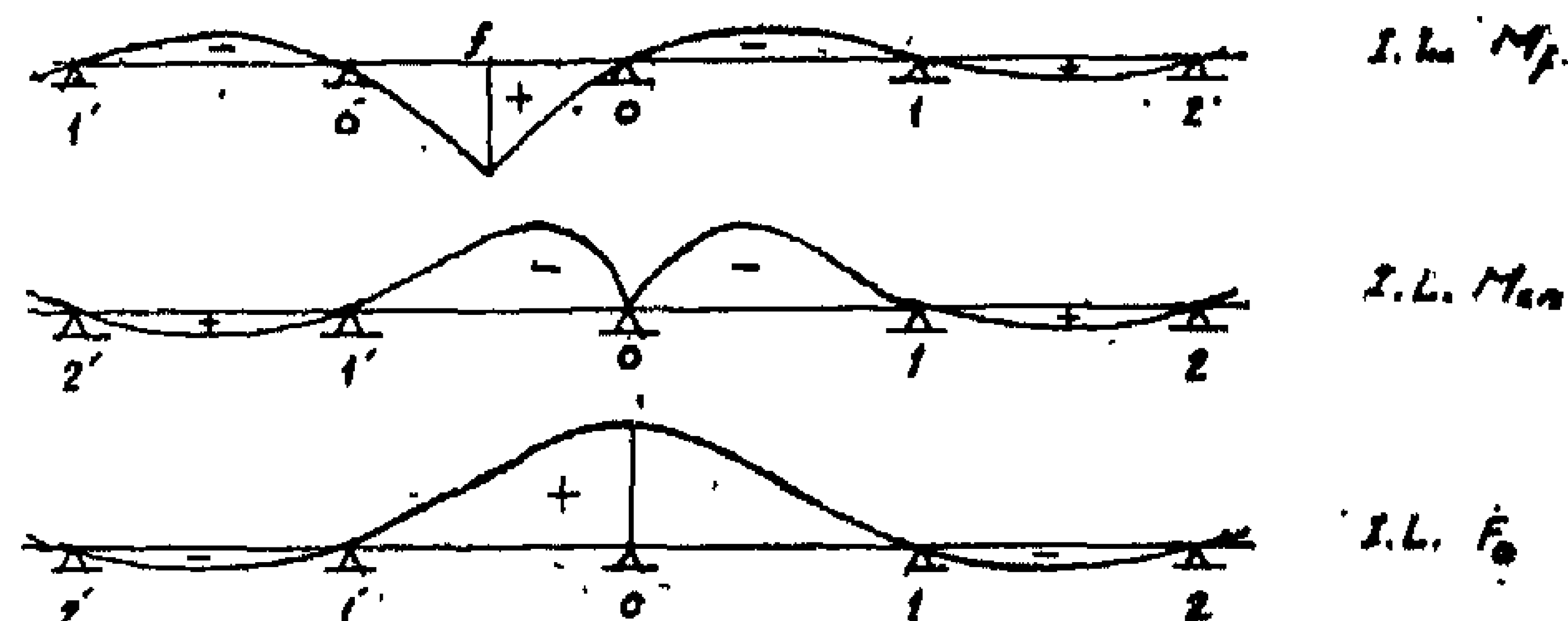


Fig. 16



(Fig. 17)

4.2.1.2. Torsional stiffness

The torsional stiffness of open longitudinal ribs is neglected.

The torsional stiffness of closed longitudinal ribs is given by

$$G. T_{red.} = U. G. T = \mu \cdot G \cdot \frac{4 A^2}{\left(\frac{a}{t_p} + \frac{u}{t_r}\right)}$$

Where :

μ : the reduction factor considering the effect of bending deformations in steel plate and sides of longit. rib. Values for μ are calculated for trapezoidal and rounded sections (6) under the condition that the work of deformations due to torsion and bending for the actual longitudinal rib equals the work of deformations due to torsion alone for an ideal longitudinal rib with the reduced torsional stiffness.

A : The area enclosed by the rib.

f_r , f_r thicknesses of plate and rib wall respectively.

G : shear modulus

Effective torsional rigidity $H = \frac{\mu . G. T}{2 (a + e)}$

The torsional stiffness of the cross beam will be neglected.

4.2.2. Orthotropic plate on rigid supports :

4.2.2.1 Oorthotropic plate with open longitudinal ribs :

The analysis of the orthotropic plate with open ribs reduces to a linear problem and the ribs may be calculated as continuous beams on infinite number of rigid supports.

The differential equation of orthotropic plate

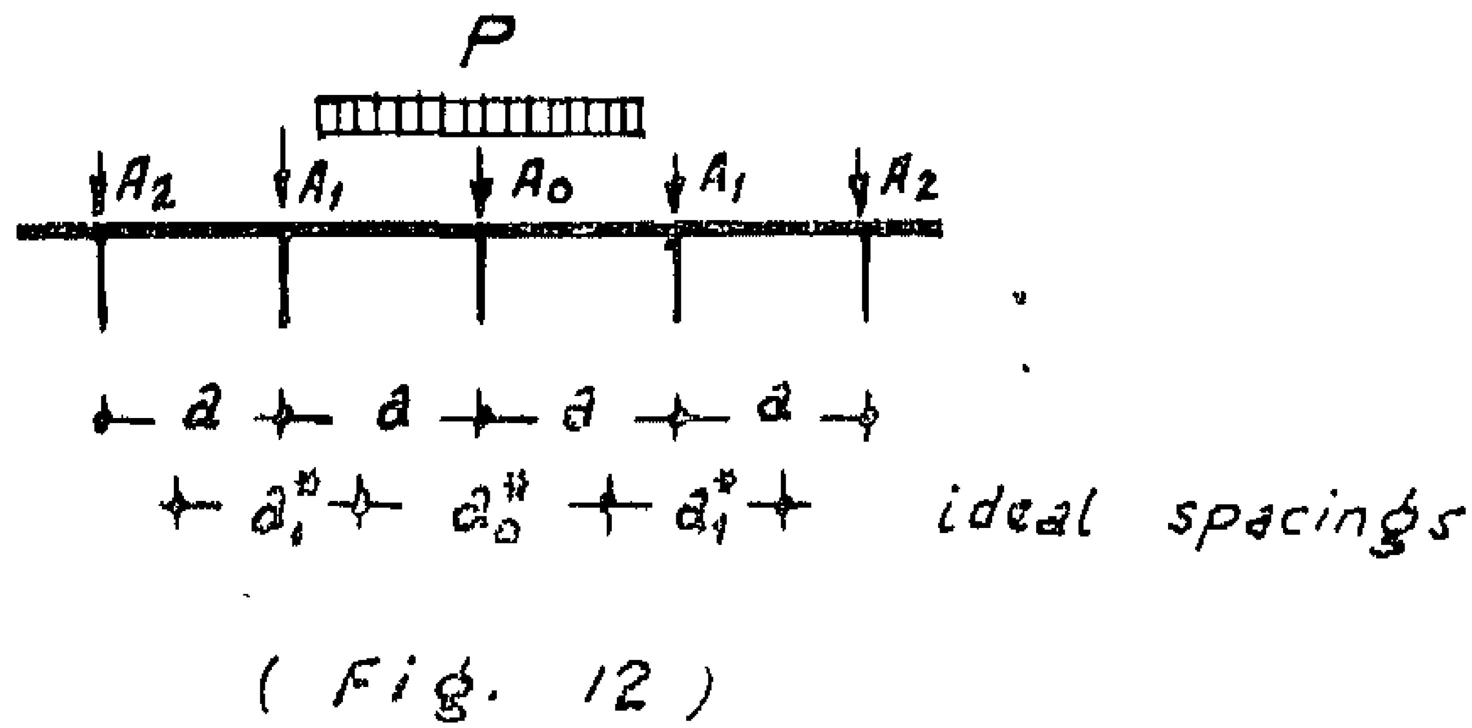
becomes : $\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{P}{K_y}$

The values of the maximum positive and maximum negative bending moments as well as the reactions "F" on the cross beams can be obtained from influence lines.

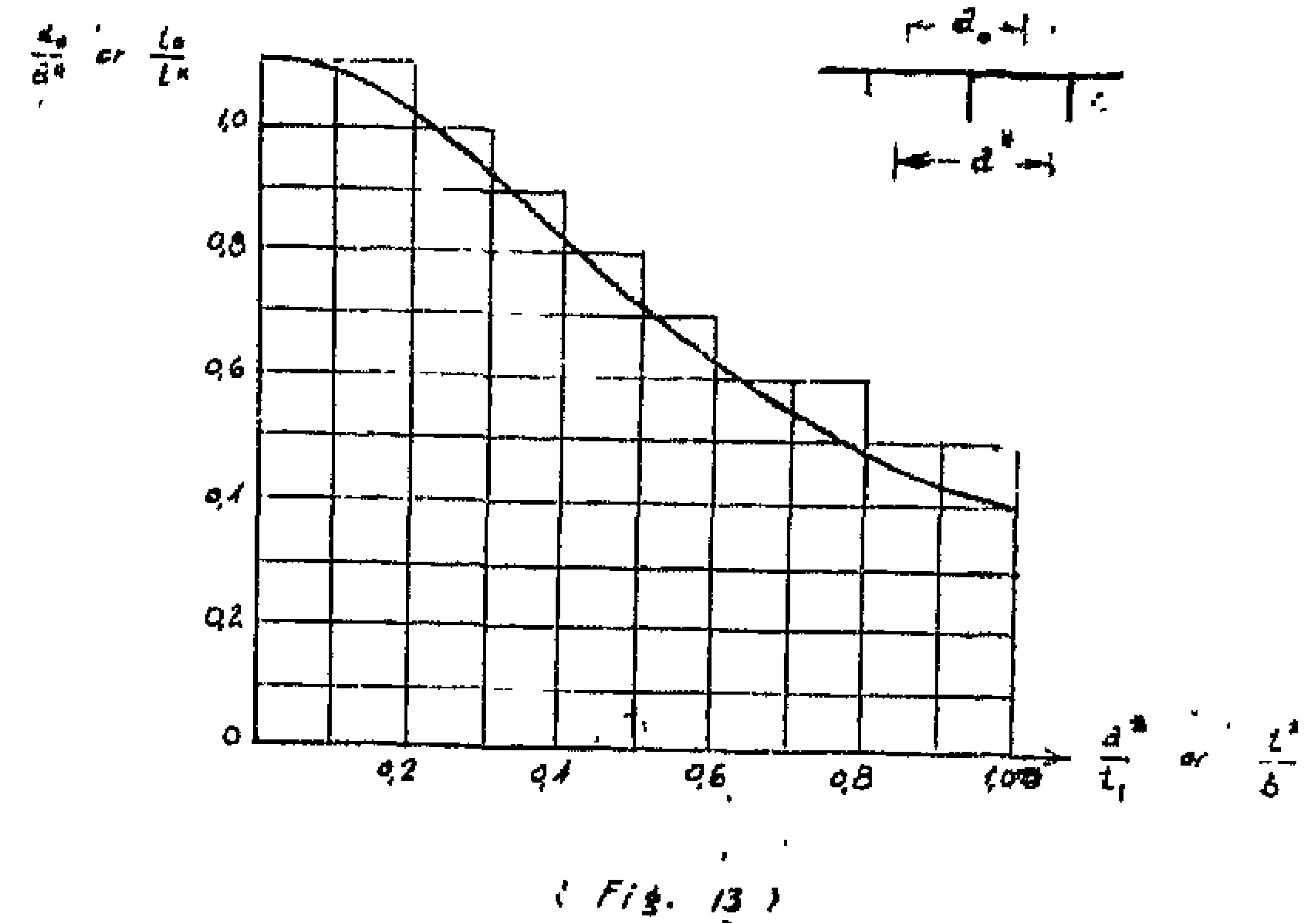
An ideal spacing between ribs is determined such that these distances to be proportional to the loading on the ribs

$$a_o^* = \frac{2 A_o}{A_o + A_1} \cdot a$$

$$a_1^* = \left(\frac{A_1}{A_o + A_1} + \frac{A_1}{A_1 + A_2} \right) \cdot a$$



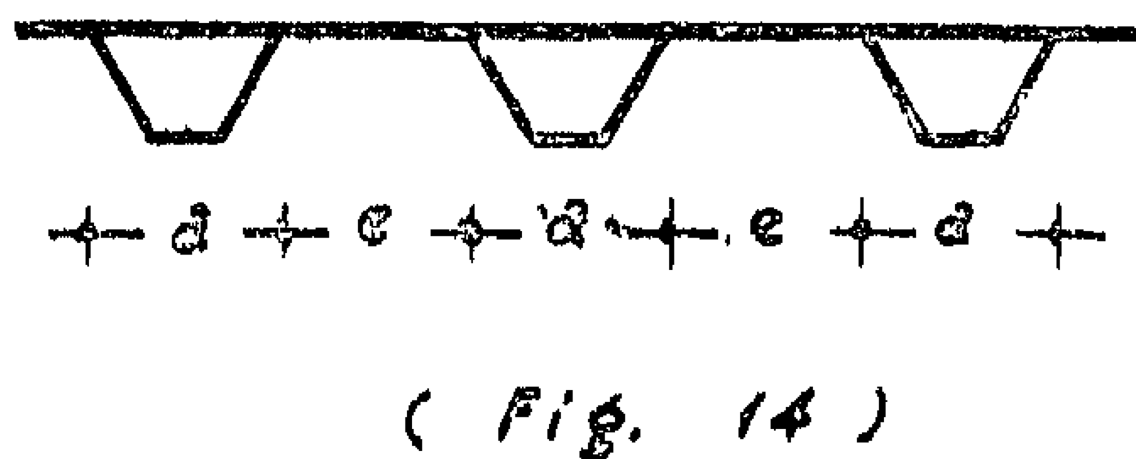
(Fig. 12)

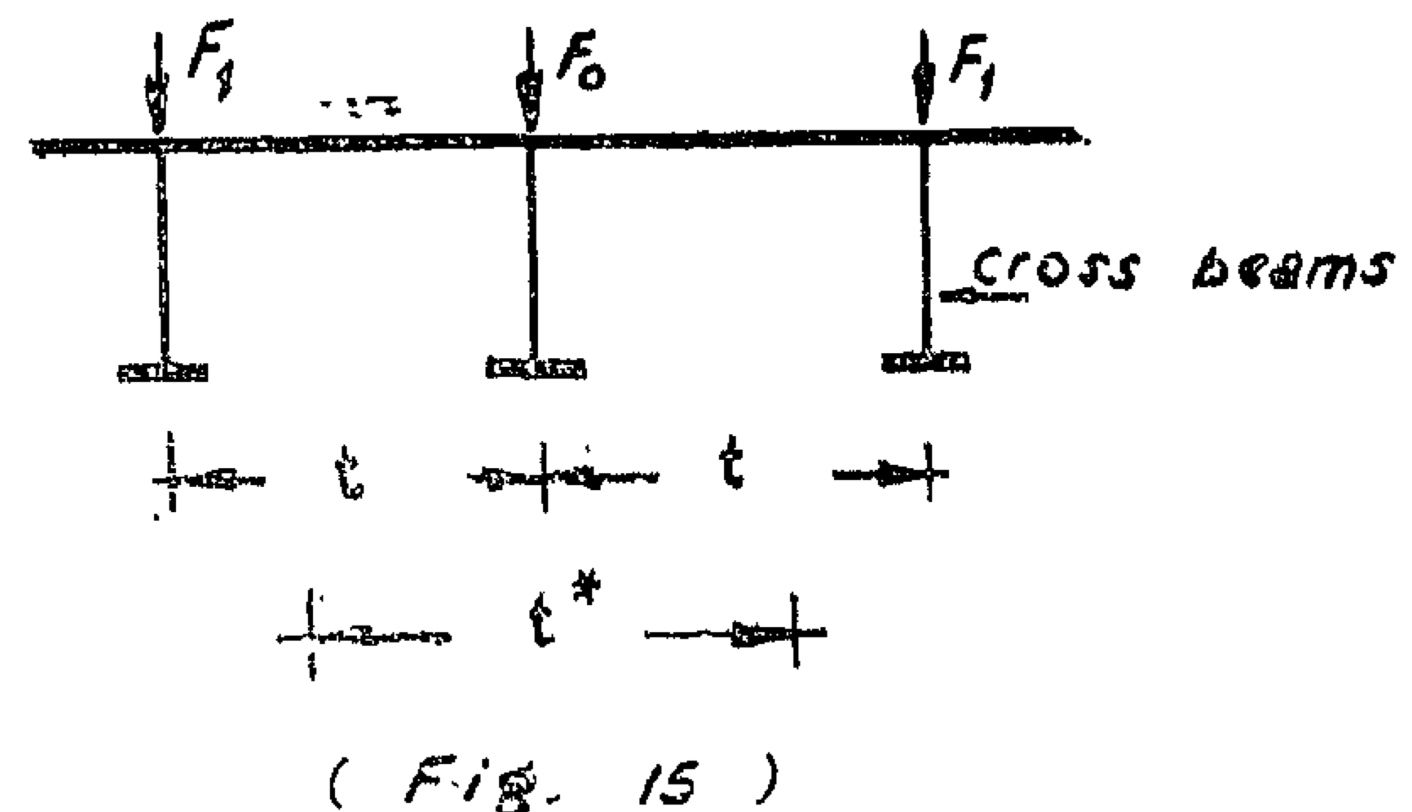

(Fig. 13)

Due to any wheel load P the reactions on the ribs A_o, A_1, A_2, are determined assuming the steel plate as continuous over the ribs. (Fig. 12)

The effective width is calculated for the case of a plate stiffened by uniformly spaced ribs, each rib loaded by a sinusoridal line load.

For the case of unequal rib loading a^* replaces a (see fig. 13).


(Fig. 14)



(Fig. 15)

In the calculation of the effects of the cross beam elasticity the effective span of the ribs is large, it can be approximately taken = ∞ . All ribs will be equally loaded, so the effective rib spacing a^* can be taken = a

In the case of closed ribs the effective width a_o, e_o should be computed seperately assuming all ribs equally loaded using the curve in fig. 13.

The flexural stiffness for orthotropic plate with open longitudinal ribs : $K_y = \frac{E\, Ir}{a}$

For orthotropic plate with closed ribs : $K_y = \frac{E.\, Ir}{a + e}$

Where Ir: the moment of inertia of the longit. rib calculated after determination of the effective width.

4.2 : Pelikan — Esslinger design method

Generally in orthotropic steel floor the stiffness of the longitudinal ribs K_y is much greater than the stiffness of the steel plate K_x. The ratio K_y / K_x is about 500 to 2000. Therefore it can be conveniently assumed that $K_x = 0$.

The torsional rigidity, H, of the orthotropicplate with longitudinal ribs of the open type is of the same order as the stiffness of the plate K_x. Thus for orthotropic steel plate with longitudinal open ribs the differential equation willbe : $K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x, y)$

For orthotropic steel plate with closed lon-gitudinal ribs the differential equation will be :

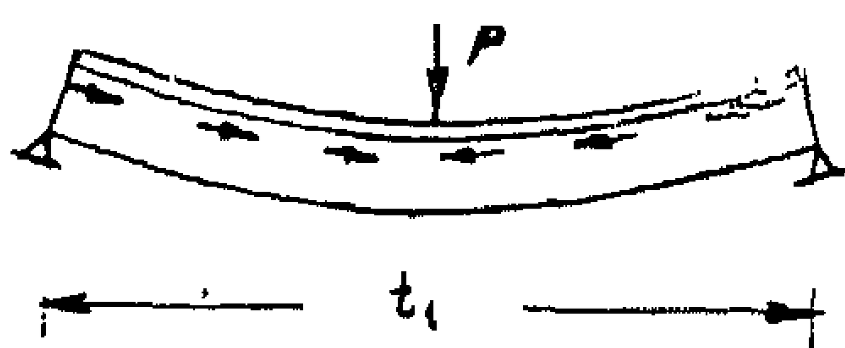
$$2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x, y)$$

When calculating the effect of the elasticityof the cross beams H may be disregarded in both types of orthotropic plates as the curvature and correspondingly the stresses in the transverse direction of the bridge will be verysmall compared to those caused from local loads.

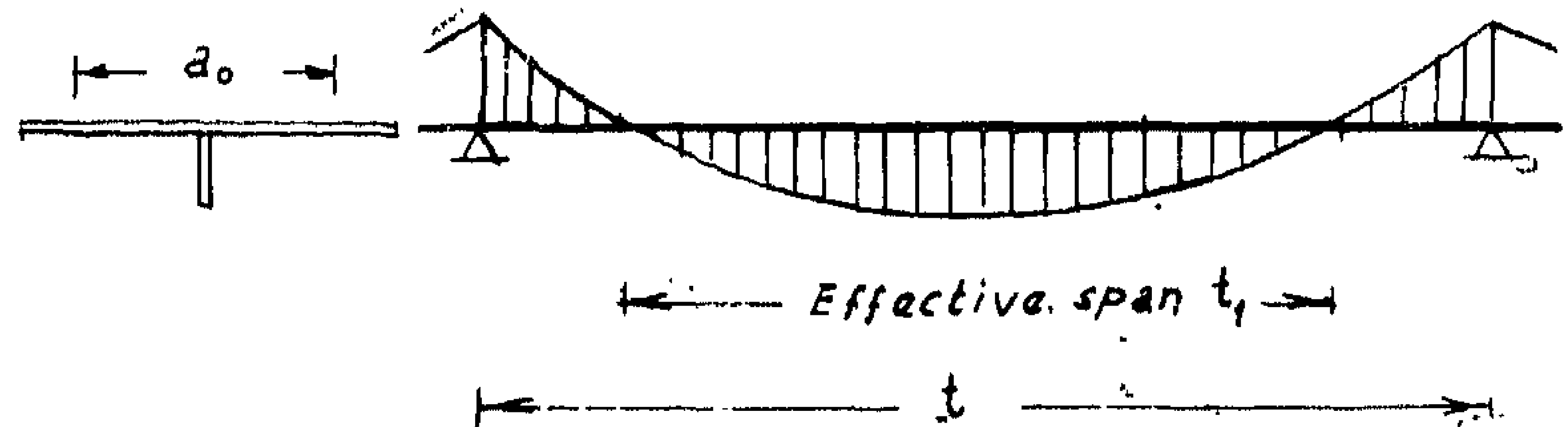
4.2.1 Rigidity coefficients :

4.2.1.1. Flexural rigidity Ky

In order to determine the flexural rigidity ofthe orthotropic plate in the y — direction, the effective width of the steel plate acting withone longitudinal rib should be known. This is defined as the width of a plate strip that willhave the same contraction as the actual plate when uniformly compressed by the shearingforces, q, introduced along the junction of the plate with the rib.



(Fig. 10)



(Fig. 11)

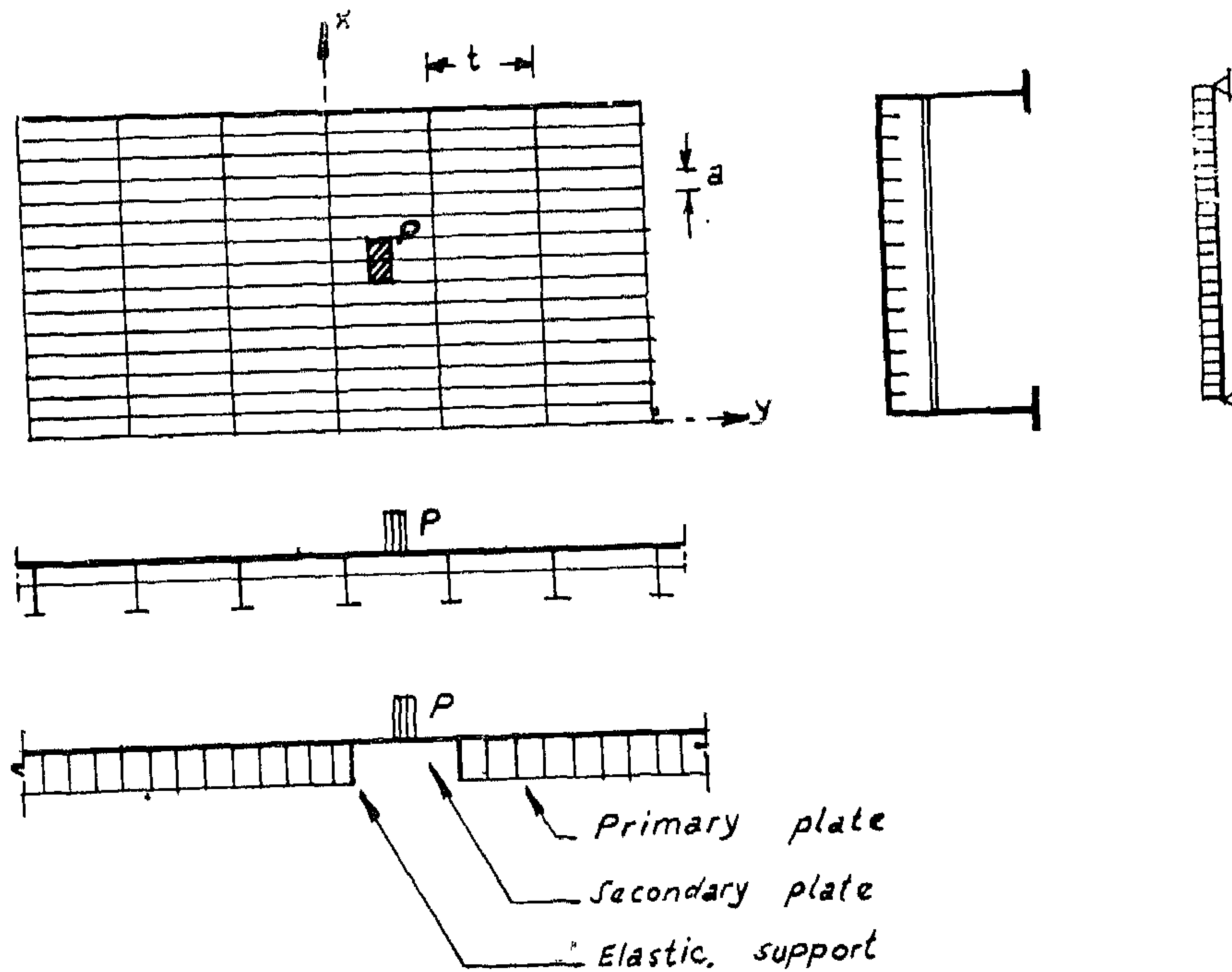
The effective width a_o depends on theeffective span of the rib, t, and the loading on the ribs.

By one rib only loaded : $a_o = \frac{t_1}{3}$

by all ribs equally loaded : a_o = a = spacingof ribs, by unequally loaded ribs the exact computation of the effective width becomes complicated.

An approximate method for calculating theeffective width can be here utilized.

The effective span used in the computationof the effective width is defined as the length of the positive B.M. region.



(Fig. 8)

Giencke (4) studied the effect of the eccentricity of the c.g. of the orthotropic steel plate.

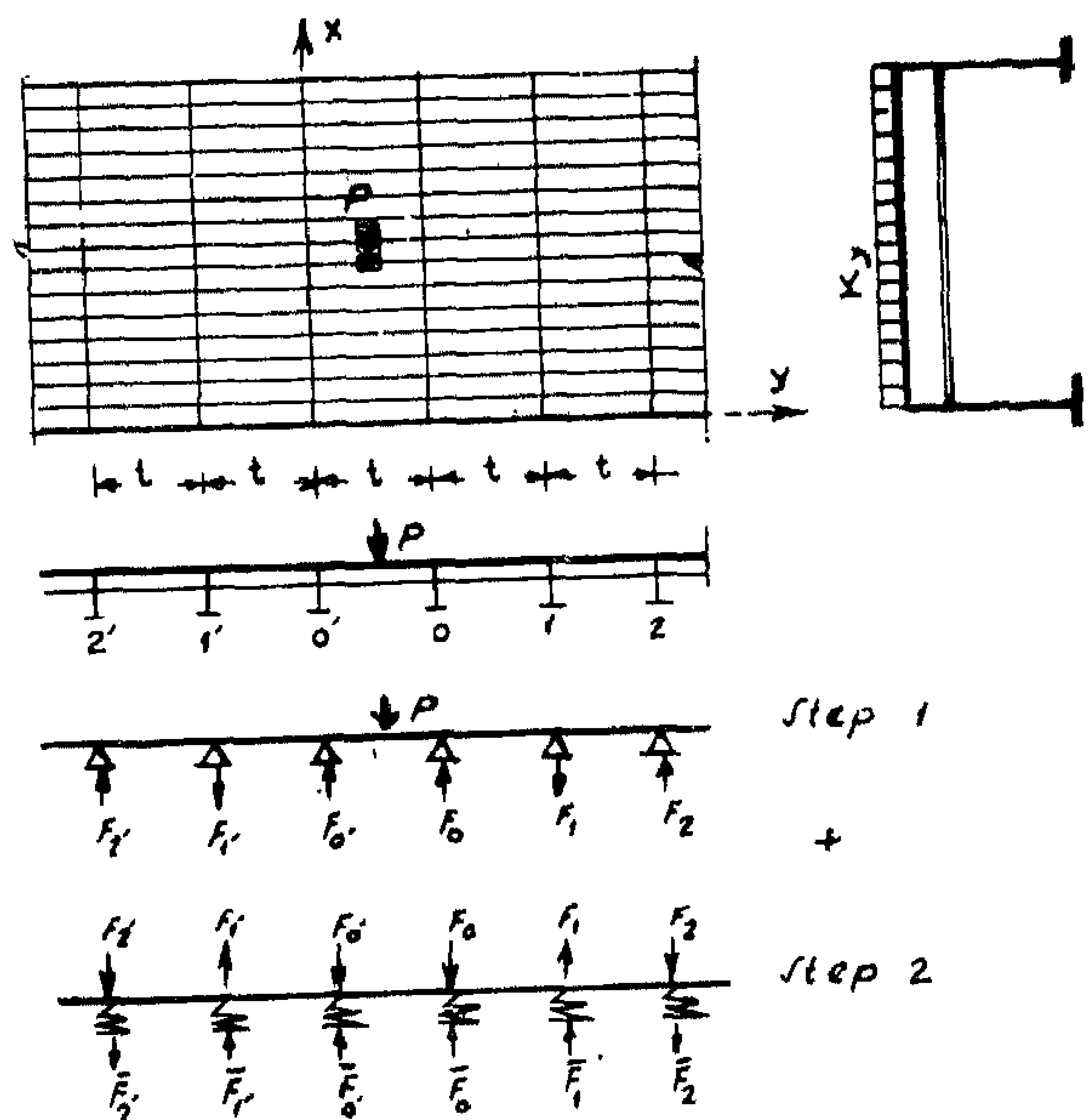
Krug-Stein (5) developed the influence surfaces for orthotropic plates, however, usfulness of them is limited due to the variation of manyparameters K_x , K_y and H.

In the field of the researches of the M.A.N.company on orthotropic steel floor, Prof. W. Pelikan and M. Esslinger (6) developed a simplified, yetsufficiently accurate method for the design of orthotropic steel floor by eliminating the parameters of little importance in the design from Huber's equation.

The steel plate with longitudinal ribs is treated as an orthotropic plate supported on rigid main girders and continuous over elastic floor beams.

The design procedure is made in two steps:

1. The moments in the longitudinal ribs and floor beams are determined considering the floor beams to be rigid.
2. The effects of the elasticity of the floor beams on these moments are then calculated. The method will be discussed in more details.



(Fig. 9)

The equation is non-homogeneous differen-tial equation.

For unloaded parts of the plate the equation will be homogeneous i.e.

$$K_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = O$$

A general solution of the non-homogeneous equation is obtained by adding a particular solution W_p to the general solution of the homogeneous equation W_h , i.e. $W = W_h + W_p$

Cornelius, W. (1) applied Huber's equation for solution of orthotropic plates considering the three cases:

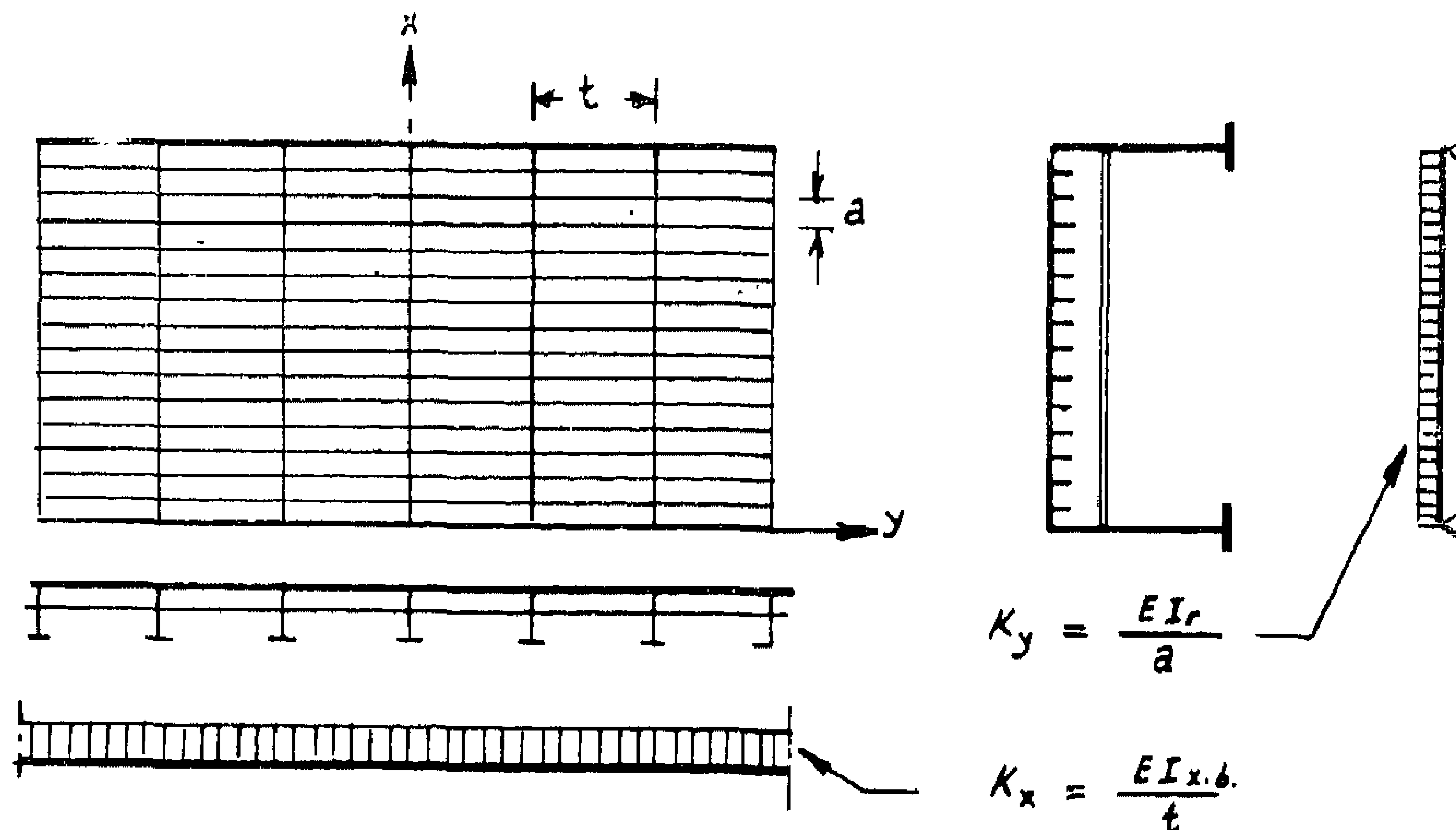
a) $O < H < \sqrt{K_x . K_y}$ (open ribs).

b) $H = \sqrt{K_x . K_y}$ (ribbed slabs in reinforced concrete)

C) $H = O$ (crossed beams)

Cornelius gave expressions for the internal forces and deformations in rectanglar plates and plate strips.

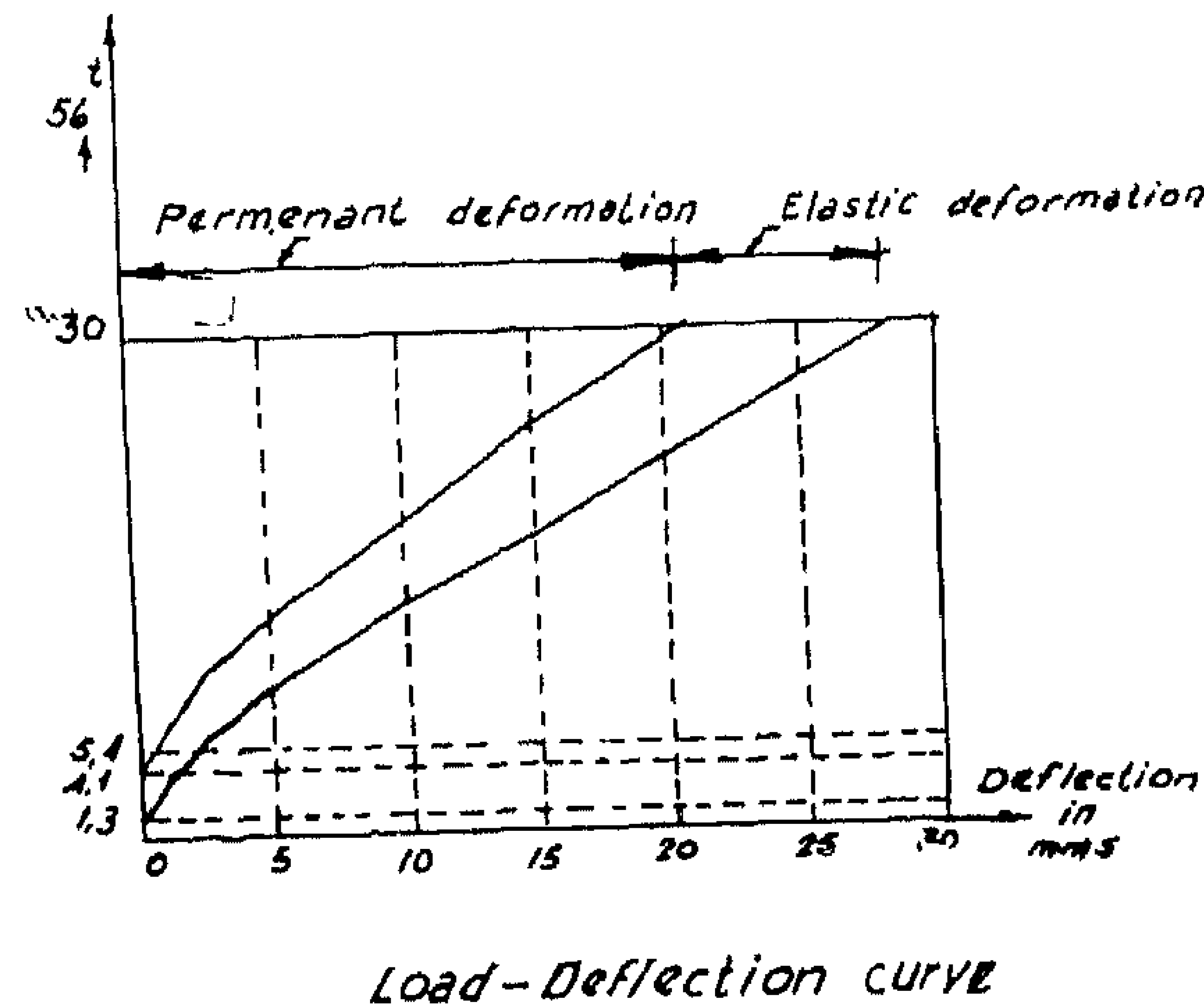
The integration constants for line loads and concentrated loads in symmetrical and antisymmetrical positions are determined.



(Fig. 7)

Mader, F.W. (2) gave expressions for rectangular orthotropic plates under loading of rectangular area.

Mader (3) gave another method taking the effect of the discontinuity of the steel plate into consideration. The stiffness of the floor beams are distributed except in the loaded panel which is treated as a secondary orthotropic plate elastically supported by the two adjoining floor beams and continuous with the primary orthotropic plate.



Load-Deflection curve

(Fig. 6)

The stress calculated at this load = 3,28t/cm^2

The allowable stress determined from test is therefore 3.8/1.4 = 2.65 times greater than that in case of tension test.

The factor of safety in tension test = $\frac{3.6}{1.4} = 2.65$, while in orthotropic plate test = 48/4.8 = 10

The stresses calculated in the plate are tobe multiplied by the factor 1/2.35 and added to the stresses of system I.

$$f_{I} + f_{II}\,\frac{1}{2,35} < f_{all}$$

Another condition which should be alsosatisfied

$$f_{I} + f_{II} \text{ (without reduction) } \leq f_{yield}$$

4 — ANALYSIS OF ORTHOTROPIC STEEL PLATES

4. I. Differential equation of orthotropic plate and its solutions.

The bridge floor consisting of the steel plateand the stiffening longitudinal ribs and transverse floor beams act together forming anorthotropic plate. It is assumed that the rigidies of both longitudinal ribs and floor beams areuniformly distributed. Thus the discontinuous structure is replaced by an idealized orthotropic plate.

The differential equation of an orthotropicplate as given by "Huber":

$$K_X \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = P(x,y)$$

where :

W : deflection at any point (x, y).

K_x : flexural rigidity of the plate in the x — direction.

K_y : flexural rigidity of the plate in the y — direction.

H : effective torsional rigidity.

P (x, y) : load intensity expressed as function of x,y.

P (x, y) : load intensity expressed as function of x,y.

(b) **System II** : The steel plate with the longitudinal ribs and transverse floor beams act as bridge floor transmitting the loads to the main girders. The plate in this case serves as an upper flange for both longitudinal ribs and floor beams. If any load acts on the deck deflections will take place in the floor system. The longit. rib in the middle region of the bridge can be considered as continuous beam supported on elastic floor beams, while that near the main girder, where the deflections of the floor system are smaller can be considered as supported on rigid supports.

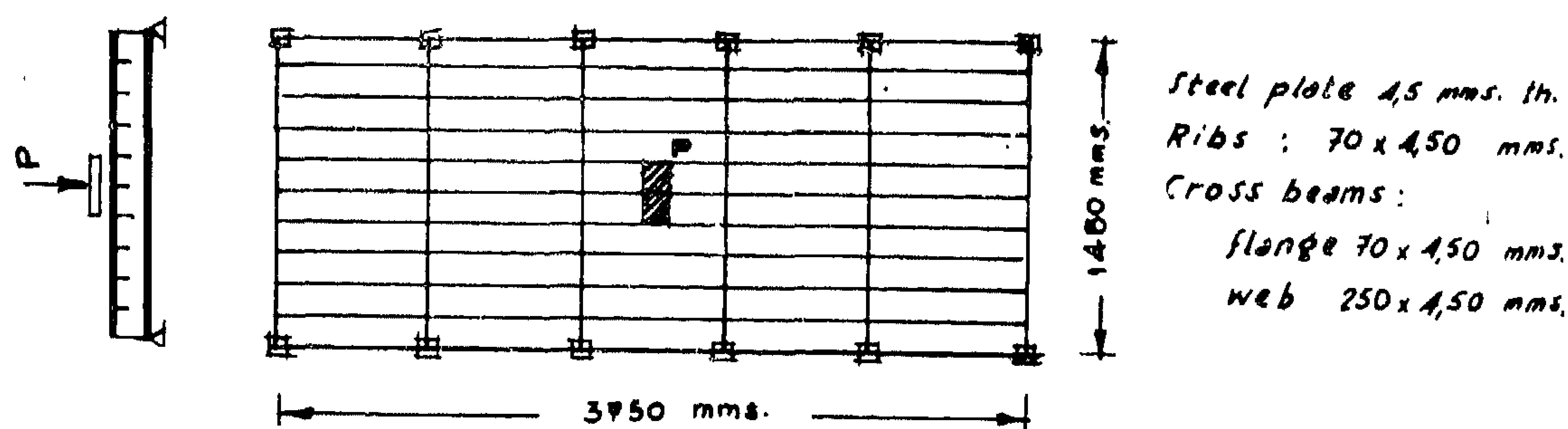
(c) **System III** : The steel plate acts as a member transmitting the load to the ribs. The bending stresses in this case will be replacted by membrane stresses, thus giving a plate with higher carrying capacity. Due to the high strength of the plate, this type of stresses is usually neglected in the design.

By superposition of the stresses from the different systems, the maximum stress at any point can be determined.

3.2: Ultimate strength of orthotropic steel plate

During the construction time of Save River Bridge in Belgrade a test was done by Prof. Klöppel in Darmstadt, 1953 to determine the ultimate strength of the orthotropic steel plate used in the bridge.

A test panel to scale 1:2 was made of steel 37 as shown in (Fig. 5).



(Fig. 5).

The computation gave for the stresses at the lower fiber of the loaded rib:

a) for allowable stress 1,4 t/cm^2 : P=2,05 ton

b) for yield stress in rib 2,4 t/cm^2 : P=3,51 ton

c) for ultimate stress 3.7 t/cm^2 : P=5,42 ton

From test measurements, the maximum load at which the deflection disappears by unloading indicating the load at the proportional limit limit stress = 4.1 ton.

The deflection at 5.4 ton (the calculated ultimate ld) = 0.37 mm. The first crack in the rib accured at P = 48 ton. At 56 ton the total depth of the rib was cracked.

From fig. 6 it can be seen that beyond the elastic range deflections do not increase rapidly as in the case of the tension test.

It could be stated that the allowable load may be fixed such that the permanent deflection = 0.5 mm of the full scale rib.

From test : P all. = 4.8 ton.



(Fig. 2)

2 — **Closed ribs:**

may be of trapezoidal or rounded sections. These sections are of high torsional stiffness.



(Fig. 3)

The dead load of such a floor construction is about 25 o/o of the conventional reinforced concrete floor. This weight-saving becomes more important in long span bridges, as dead load may reach 50 o/o of the total load.

The stiffened steel plate, forming a two dimensional system permits a better load distribution in case of moving loads, thus having a considerably greater safety against failure than conventional bridge floor.

Due to its light weight and better structural properties the steel floor is now one of the elements in modern bridge construction.

3 — STRUCTURAL BEHAVIOUR OF ORTHOTROPIC STEEL PLATE

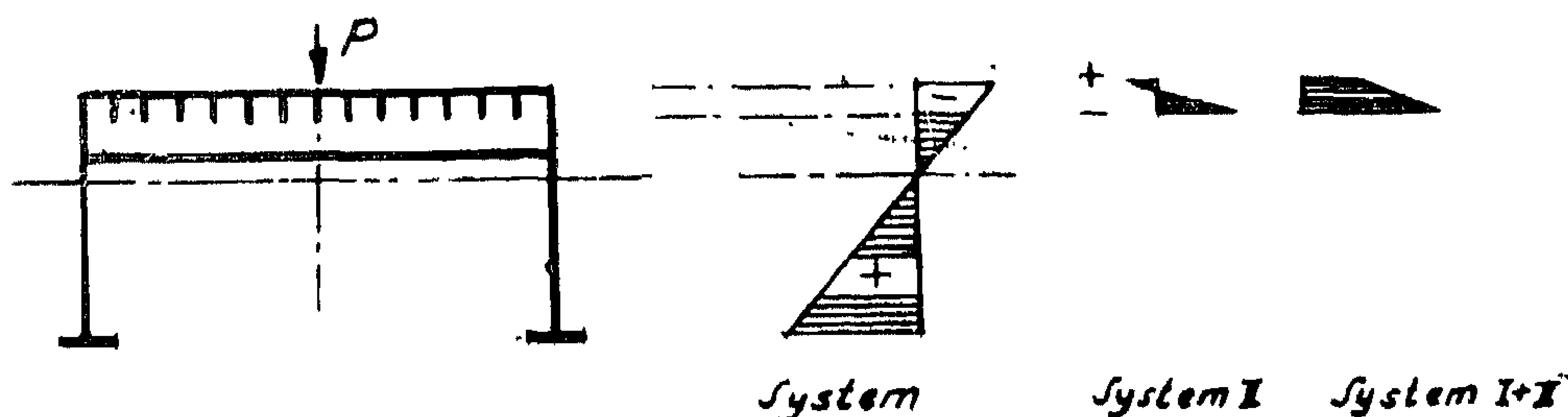
3. 1 — STRUCTURAL BEHAVIOUR UNDER DESIGN LOADS

The stresses in any part of the steel plate will be the sum of those obtained from the following three systems:

a) **System I :** For the steel plate with the longitudinal ribs forming the top flange of the main girders, it can be assumed for convenience that the width of the steel plate is acting with the main girders as the effective width is about 1/3 of the girder span if that uniformly loaded.

Usually the cross sectional area of the steel plate and longit. ribs is greater than the lower flange. For this unsymmetrical section the stresses are lower in the steel plate than in the bottom flange.

(Fig. 1)



SHELLS AND SHELL-LIKE STRUCTURES
IN STEEL BRIDGES

BY

Dr.-Ing. KAMAL HASSAN

1. SYNOPSIS

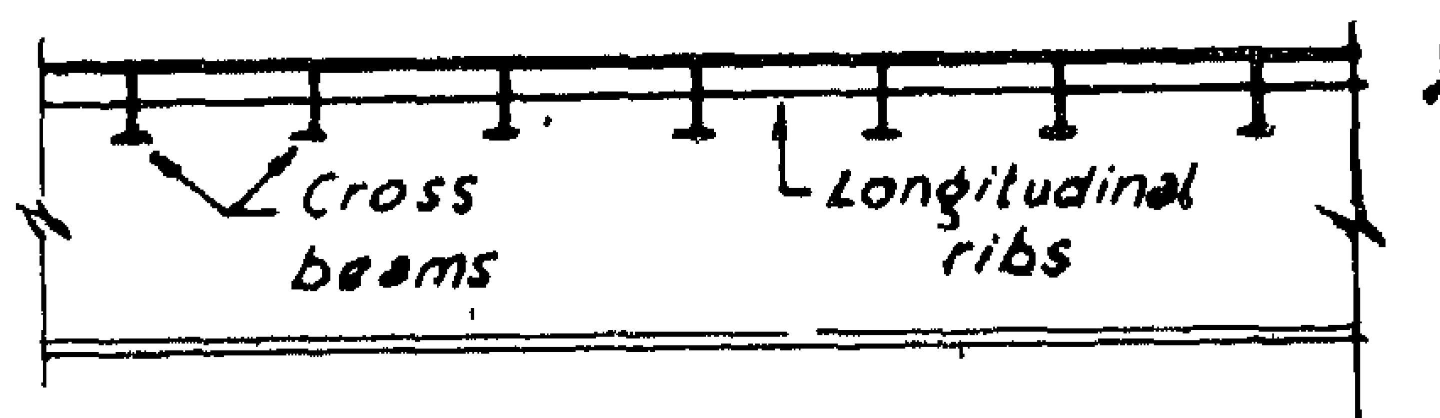
A modern floor system in steel bridges is the "orthotropic plate construction". In this paper the structural behaviour and the analysis of orthotropic steel plates is discussed. Besides the practical design according to "Pelikan —Esslinger" method is presented.

2. INTRODUCTION

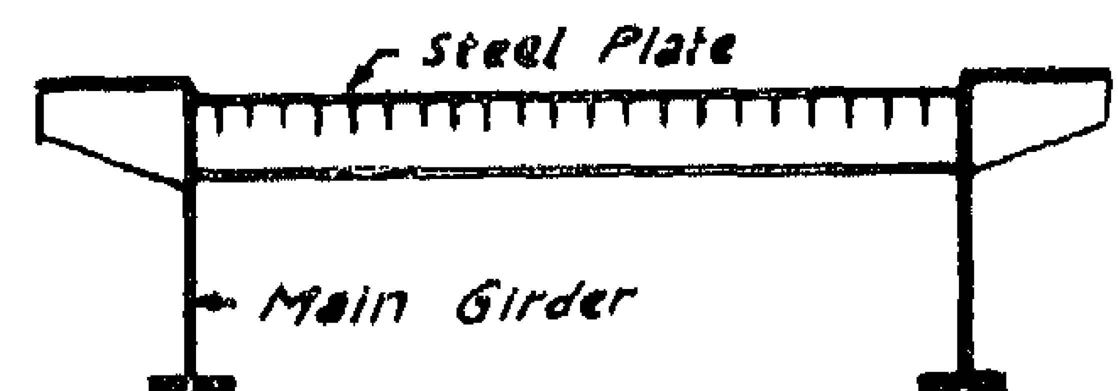
There is a growing interest in the use of orthotropic steel plate decks in roadway bridges, a system which is economically advantageous for long span bridges.

In the conventional design of bridges the three main elements (main girders transverse floor beams and longitudinal stringers) are assumed to act independently of each other. Usually a 20 cms. thick reinforced concrete slab is used to distribute the applied loads.

The orthotropic floor system consists of a steel plate stiffened in both directions by longitudinal and transverse ribs. Such type of plate having different properties in two perpendicular directions is called orthogonal — anisotropic or orthotropic plate. The plate will be stiff enough to resist the traffic loads on the bridge.



Longitudinal section of the bridge



Cross-section of the bridge

(Fig. 1)

The steel plate is generally topped with a wearing surface to improve the driving conditions and to protect the steel from direct effects of atmospheric conditions.

2. I — Types of orthotropic steel floors for road way bridges.

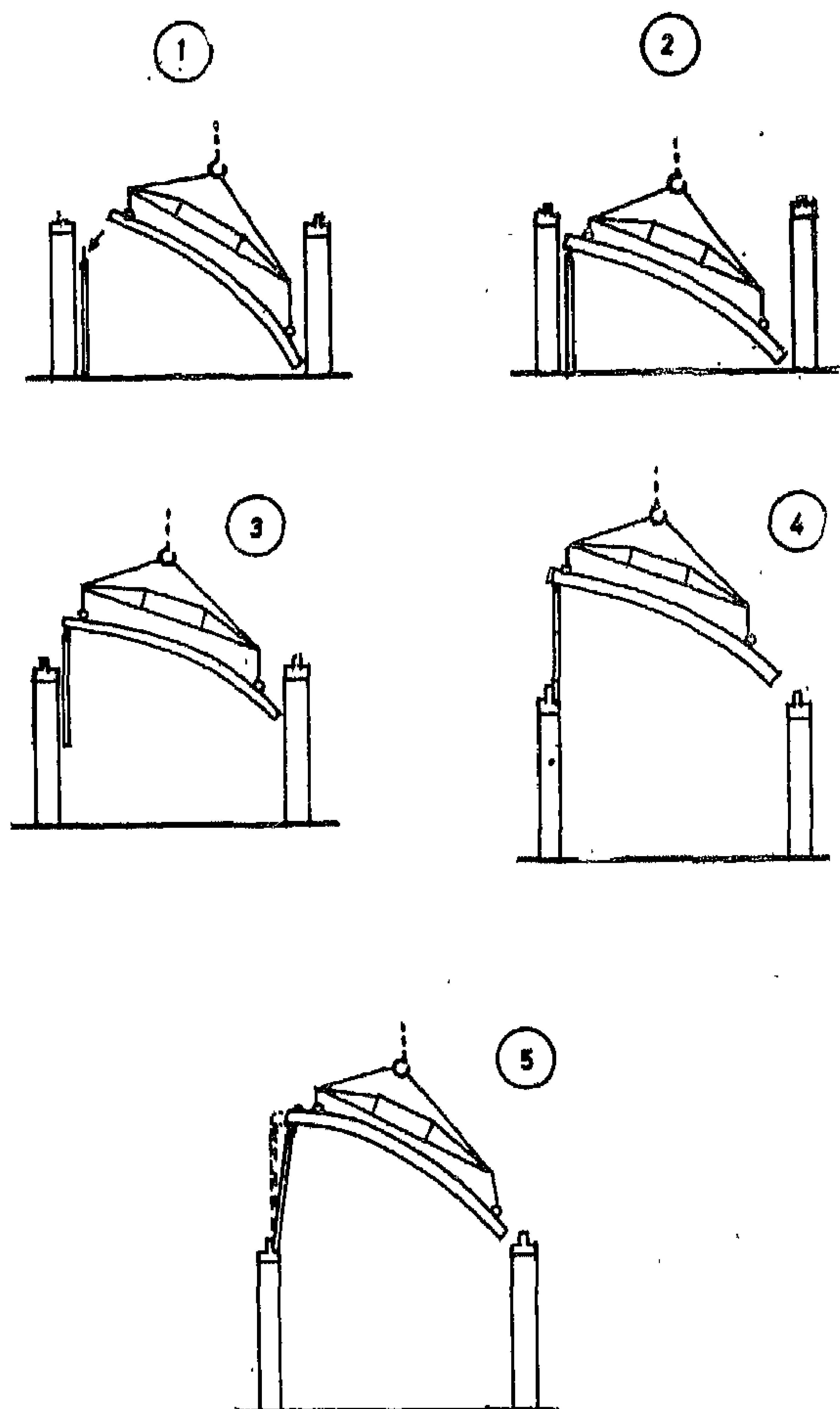
The two main types of longitudinal ribs are :

1 — **Open ribs:**

such as inverted T — sections, angles, bulb sections and flat bars.
The torsional stiffness of such type of ribs is small.

Summary of the characteristics of various types of shells

	Doubly curved		
	Singly-curved or developables	Synclastic	Anticlastic
1. Guassian or total curvature	zero	positive	negative
2. Examples	Cylindrical and conical shells	Elliptic paraboloid sphere, paraboloid of revolution	Hyperbolic paraboloid, conoids, parts of toroids
3. Whether the surface can be ruled or not	Can be ruled (Rulings will be parallel to one another)	Cannot be ruled.	May or may not be ruled - if ruled, the rulings will not be parallel to one anolher
4. Bending effect under vertical loads	High	Low	Moderate or high
5. Archi-tectural features	i. Curvature only in one direction ii. Whole surface is visible from any point under the surface	i. Sense of curva-ture is the same i all directions ii. Whole surface is visible from any point under the surface	i. Sense of curvature is opposite to each other in two perpendicular directions ii. Whole surface is not visible from some points under the surface. This gives a warped effect.



with the result that longer spans can be used. To reach this end special methods of fabrication have been developed. Among these are prefabrication and the use of pneumatic mortar.

The major advantages of prefabrication can be summed up in the following :

i. Greater economy by saving the amount and cost of formwork and of the materials used.

i. Standardization and automation through the use of concrete product factory methods.

iii. Considerable reduction of the construction time.

iv. Independence of weather conditions.

On the other hand, prefabrication introduces two major problems : transportation and erection ; and joints.

In the Soviet Union, United States and Europe, assembly of large shell parts is being successfully used. However, for our local conditions such methods cannot be used due to the lack of the necessary equipment for the transportation and handling of these units.

Another alternative would be to use small component parts. However; this introduces the problem of joining small pieces into a monolithic shell.

It is in such cases, where the volume of industrial construction is likely to be large as well as concentrated, the initial investment on plant and equipment required for the prefabrication technique may be well justified.

Another technique which would be useful for our local practice is the use of mechanized formwork or moving shutterings. This method is being successfully used in Europe.

In this brief discussion a number of important constructional problems have been skipped (e.g. the distribution of reinforcement, the placement of concerete). Besides, the techniques and methods of producing aircraft shells have not been touched upon. These, and similar important problems should be dealt with in separate subsequent articles.

In the present decade where new materials, new methods of analysis and computation, new structural forms, new methods of fabrication, new methods of construction, are producing both progress and problems, the need for a systematic and organized study for the different aspects of shells is more than ever.

In this country, a unified program for research in shells should be developed. This program should be sponsored by the universities and research centers. Such research programs exist in the Soviet Union, and the fruitful results of which can be easily seen.

It may be mentioned that the refinement of the above methods and the improvement of their accuracy is a fruitful area for research workers.

5. BEHAVIOUR OF SHELLS

By behavior is meant the study of the deformation of the shell under load. This may be best studied experimentally by the use of models. Model analysis is an area in which considerable progress has been made in the past few years. No attempt will be made here to discuss his subject in its entirety, rather ; its application to shells will only be sketched.

The advantage of model study of shells over mathematical analysis is that the first involves no assumptions, no complicated mathematics is needed ; but simply plain reproduction of the shell is required with careful observation of its behavior under given conditions.

To study the behavior of shells by means of models, the properties of the material of the shell should be reproduced by the those of the model material and this reproduction should also hold true under increasing load unto collapse condition. This is especially true for R.C. shells where such phenomena as crack formation, yielding of reinforcement and deflection are important.

To reach this goal, the different particles of the concrete should be reduced in size according to the scale involved. This leads to «Micro-concrete» models. Such models have been used extensively in Holland and England.

Models of Aircraft shells are much more difficult to build than those of civil engineering shells. The major difficculty in those extremely thin models is to obtain a uniform thickness. Any slight imperfection in the model has a significant effect on the behavior of the model. This is particularly true in the case of buckling tests.

6. DESIGN OF SHELLS

The precise definition of the terminology «structural design» includes the following three steps :

i To decide the type and combination of loads to which the structure will be subjected to. This is usually given in the different codes.

ii. To choose the type of behavior of the structure (e.g. in water tanks no cracks are permitted, in buildings excessive displacements cannot be tolerated ... etc).

iii. Proportioning of the different elements of the structure such that we get the chosen behavior under the selected loads.

At the present, there is no general method for the design of the different kinds shells. Simplified design procedures exist only for very limited classes of shells.

For cylindrical shells design tables are available (e.g. ASCE manual 31 and Rudiger and Urban). Similar tables exist for conical, spherical and toroidal shells.

For intricate and irregular surfaces where mathematical analysis is either unobtainable or becomes too complicated, design can best be accomplished with the use of models. This approach is usually referred to as «experimental design».

7. CONSTRUCTION OF SHELLS

Practical constructional considerations enter into the selection of design criteria for shells. Even, in many cases they are the controllign factor.

The designer must besides considering the forces and stresses which must be resisted, also account for the limitations imposed by the physical characteristics of the materials used and the accuracy with which the design concept can be executed.

With the ultimate object being overall economy, simplicity of construction may justify an increased accuracy of the analysis. Therefore, the construction techniques should be taken into consideration from the very be-

In roofs shells, the own weight of the shell represents the major portion of the total load. Therefore, it is desirable to reduce the shell thickness in order to cut down the dead weight ginning in developing the design concept.

This is a new area that is being developed and further research is still needed.

If the ultimate carrying capacity of the shell is desired one has to resort to limit analysis or plastic theory in which the behavior of the material in its ultimate or failure conditiin is considered. This is also a promissing subject for research workers.

Again, in the field of aeronautics, new materials have been used to meet the requirements of light weight and high strength. The behavior of such materials is far from being elastic. Besides, the characteristics of these materials change with the change of the environments. For instance, at high temperatures ; to which missiles and spacecrafts travelling at supersonic and hypersonic speeds are subjected to, creep becomes very pronounced. Therefore, the analysis of shells in such conditions should account for the creep phenomenon. This results in the use of visco-elastic and **visco-plastic** theories.

3.5 Equilibrium and Dynamic Problems of Shells

Most shells used in civil engineering are subjected, under service conditions, to their own weight and the superimposed dead load that they carry (for instance, roofs, foundations.... etc.). In such cases the inertia (dynamic) forces, if at all present are negligibly small campared to other forces. And therefore, in the analysis of such shells we are concerned with a **static or equilibrium problem.**

An exception to this is the design of shells built in regions where earthquake is of frequent occurence. In this case the design should be so, as to limit the damage caused by the earthquake. This can be achieved by including the the inertia effects caused by the earthquake in the analysis which results in the **«dynamic theory of shells».**

In contrast to the «civil engineering shells», in the case of shell elements used in aeronautics, inertia forces are most significant. In this case, the use of the dynamic theory of shells is necessary.

3.6 Stability of shells

Shell structures are quite often so thin that the limiting strength of materials cannot be reached before instability (buckling) occurs. This is especially true for long shells. In many cases the stability criterion imposes limitations on the spans of the shell.

For concrete strutures, little has been done in the stability analysis of shells. At the present, we have very little reliable information at our disposal on this subject. A number of semi-impirical formulas for the determination of the critical (buckling) load exists in the literature. However, the validity of these formulas has never been proven. Our knowledge of this subject is insufficient and further research should be strongly advocated.

In the field of aeronautics, where extremely thin shells are being used, the stability of shells is, perhaps, the most challenging of all problems of the theory of shells. There is wide disparity between theoretical and experimental results. Whereas in roofs shells instability occurs under static loading, in aircraft shells we can have dynamic instability (flutter ori instability caused by nuclear blast in the case of anti-missile missile). thermal instability (at high temperatures), and creep bucking as well.

4. ANALYSIS OF SHELLS

For the majority of shell problems, the solution of the governing differential equations cannot be obtained in a closed analytic form, i.e., in a form where the unknowns are expressed in terms of finite expressions of the variables. Therefore one has to resort to approximate techniques of which the following two groups appear to be most helpful .

i. Numerical methods these include finite-differences with its several variants, relaxation and iteration.

ii. Variational techniques, these include the Rayley-Ritz, Trefftz and the Lagrange multiplier methods.

Both these methods may be thought of as procedures for reducing the continuous system to an «equivalent» discrete system.

A catenary rigid arch will be in a momentless state of stress under its own weight (i.e. no bending moments will be developed in it). Also, a parabolic arch subjected to uniform loading will be in a momentless state.

These two examples suggest that the applicability of the momentless theory depends on three factors :

Type of lead,

The shape of the center-line, and

The edge conditions

In the case of shells, these same three factors (the second being replaced by the shape of the middle surface) govern the existence of the momentless state.

In some cases the momentless state of stress predominates, and bending moments are confined in a narrow edge zone (sometimes called boundery layer) in the shell. In such cases, solution given by the momentless theory should be supplemented by a solution obtained from the bending theory in the edge zone.

In other cases, bending stresses penetrate deeply in the shell and the momentless theory is rendered inapplicable. In such cases the use of bending theory becomes inevitable.

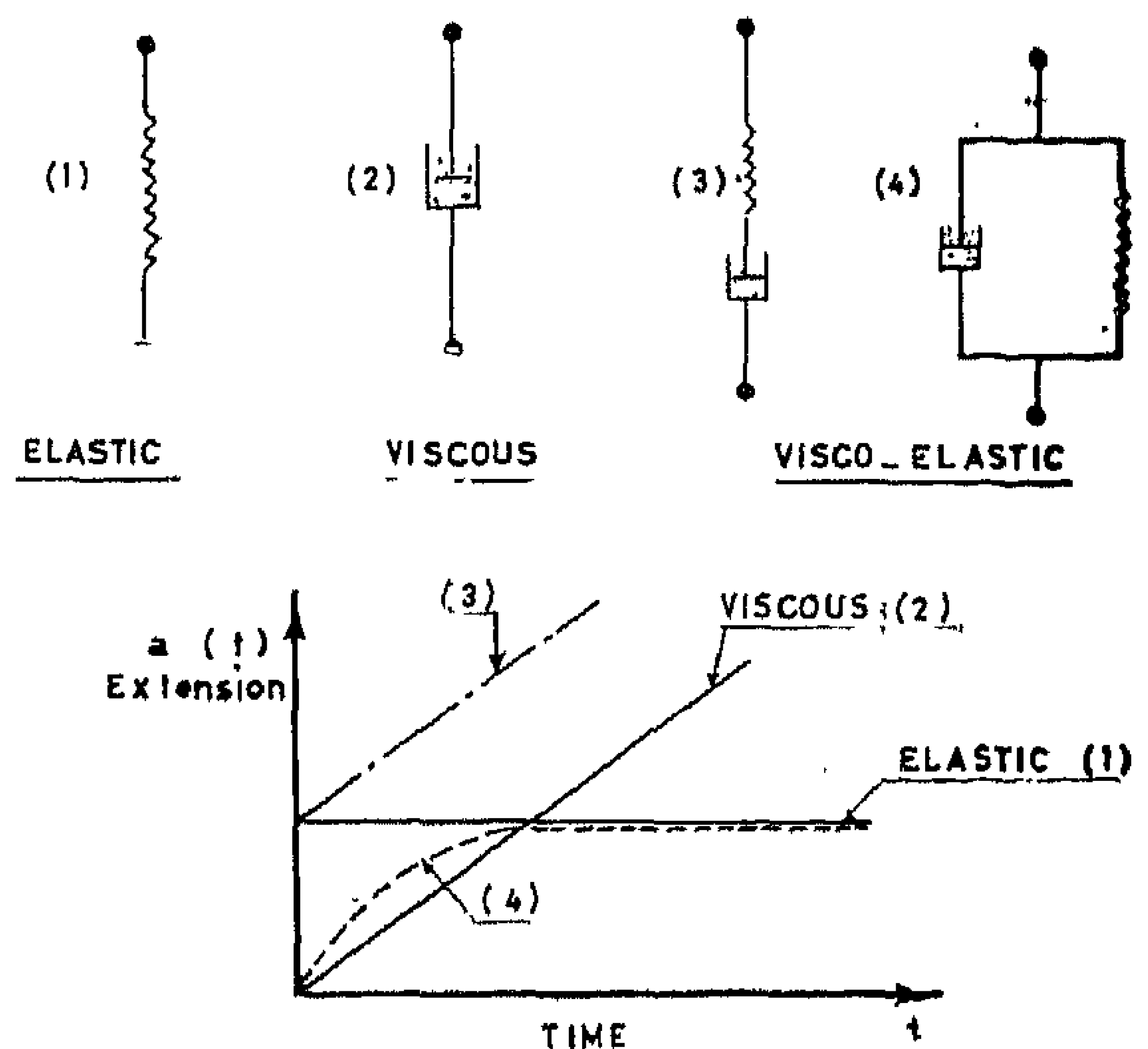
3.3 Linear and Nolinear Theories of Shells :

The thickness of concrete shell roofs is usually dictated by constructional requirements (for instance a sufficient cover for the reinforcement should be provided) rather than by stress analysis. This results in shell thicknesses exceeding 8 cms. in most cases (with the exception of precast shells where thicknesses as small as 4 cms. have been used). With such a thickness the displacements normal to the shell surface are usually small. This results in a considerable simplification in the theory of shells since quadratic terms in the displacements can be neglected* and we obtain the so-called Linear or **Classical theory of shells»**

The situation is quite different in such areas as, for example ; aircraft, spacecraft and missile constructions where the efforts to reduce the weight of structures (since every Kilogram of dead weight saved yields one more Kilogram in payload) resulted in the use of flexible shell elements. In this connection, it might be worth mentioning that the **radius to thickness** ratio of the ATLAS missile casing was 4000. In such cases, the quadratic terms in the displacements become no more negligible and we end up with the **«Nonlinear theory of shells».**

3.4 Elastic, Plastic, visco-elastic and visco-plastic theories

Concrete shell roofs under service loads can, with reasonable accuracy, be assumed to behave elastically. So, the analysis of such roofs under service conditions can be carried out using an elastic theory. ......



If more elaborate analysis is desired one has to take into consideration the shrinkage and creep effects of concrete. Both of which are time-dependent charateristics and can only be accounted for if a **«visco-elastic theory»** is used In this theory the behavior of the material can best be visualized if the concrete is replaced by a system of spring and dashpots. The first accounts for the elastic response and the latter for the viscous damping or creep effects.

For one - dimensional elements this same assump- tion was used in the engineering theory of beams.

It is important to point out that a working knowledge of differential geometry and tensor analysis is a prerequisite to the study of the recent development in shell theory. This makes such a study far beyond the mathematical ability of most engineers.

In the following a brief discussion is made of the different kinds of shell theories.

3.2 Momentless and Bending Theories

In the momentless theory, as the title suggests, it is assumed that all bending and twisting moments in the shell are negligible and the loads are carried by the in-plane forces.

Neglecting the moments can be well justified in two cases:

i. When the shell has a very small flexural rigidity.

or ii. When the changes of curvature and twist of the middle surface are negligible.

In the first case we have a very thin and flexible shell (membrane); and in the second, we are dealing with the momentless state of a shell with finite bending rigidity.

These two cases, although described by one and the same theory, exhibit characteristic differences: For in a membrane the momentless state of stress is the only possible state. Moreover, a membrane can only be subjected to tensile forces. Compressive forces will cause the formation of wrinkles in the membrane, and consequently, results in the loss of its stability.

On the other hand, momentless state of stress is one of possible states of stress in a shell with finite bending rigidity. Besides, such shells can sustain in-plane compressive as well as shear stresses.

This shows that the terminology «Membrane theory» which is often used in the literature to describe the momentless state in shells is neither descriptive nor precise.

The Momentless theory is, perhaps, the simplest general theory of shells. This is clearly seen by the fact that the equilibrium equations

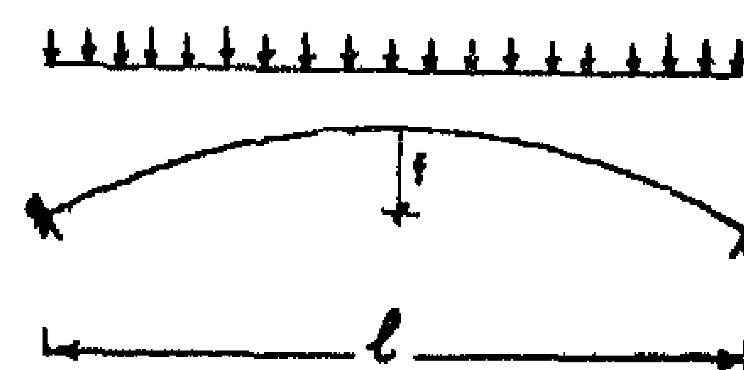
BEAM THEORY : M = EI × Curvature change.

SHELL THEORY M = Bending Stiffness × Curvature change

NEGLIGIBLE
- BENDING STIFFNESS NEGLIGIBLE (MEMBRANE)
- CURVATURE CHANGES NEGLIGIBLE (MOMENTLESS STATE)

MOMENTLESS ARCH

LOAD	SHAPE OF C.L.	EDGE CONDITIONS
OWN WEIGHT	CATENARY	FIXED EDGES
UNIFORM LOAD	PARABOLIC	FIXED EDGES
		3 _ Hinged



7. Construction of Shells

of the momentless theory constitute a system of second order differential equations, whereas, the differential equations of the bending theory are of the eighth order.

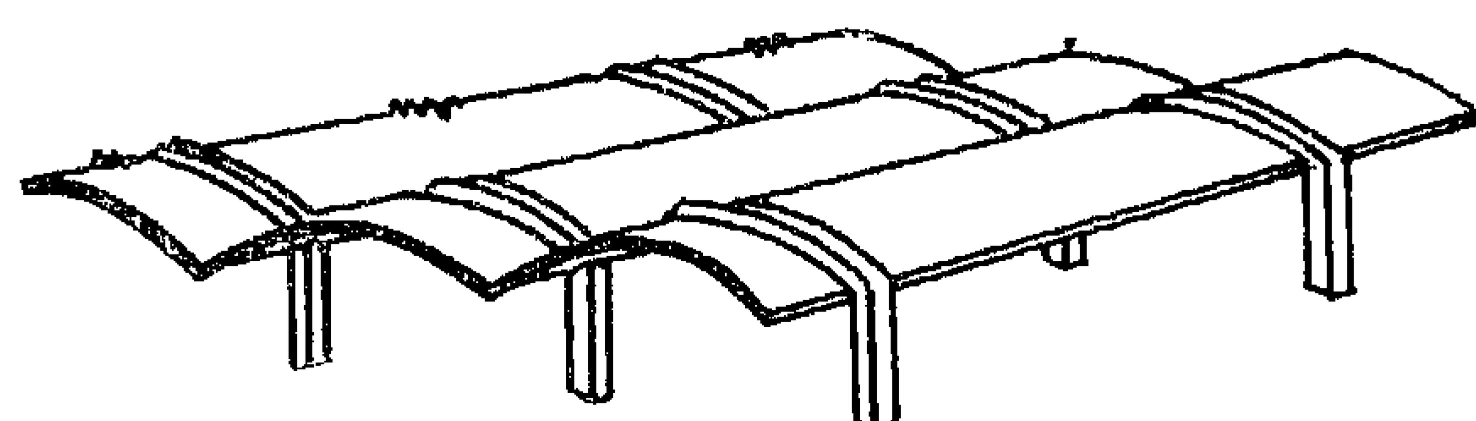
Besides, it might be worthwhile to mention that the most favorable stress condition in a roof shell is the momentless stress condition. It is the one that the shell designer should aim, however; sometimes, unfortunately, it is unobtainable.

A precise statement of the conditions for the existence of the momentless state of stress would require higher mathematics and seems, to be out of place here. However, the principal ideas can best be understood by considering an analogous one dimensional example : an arch.

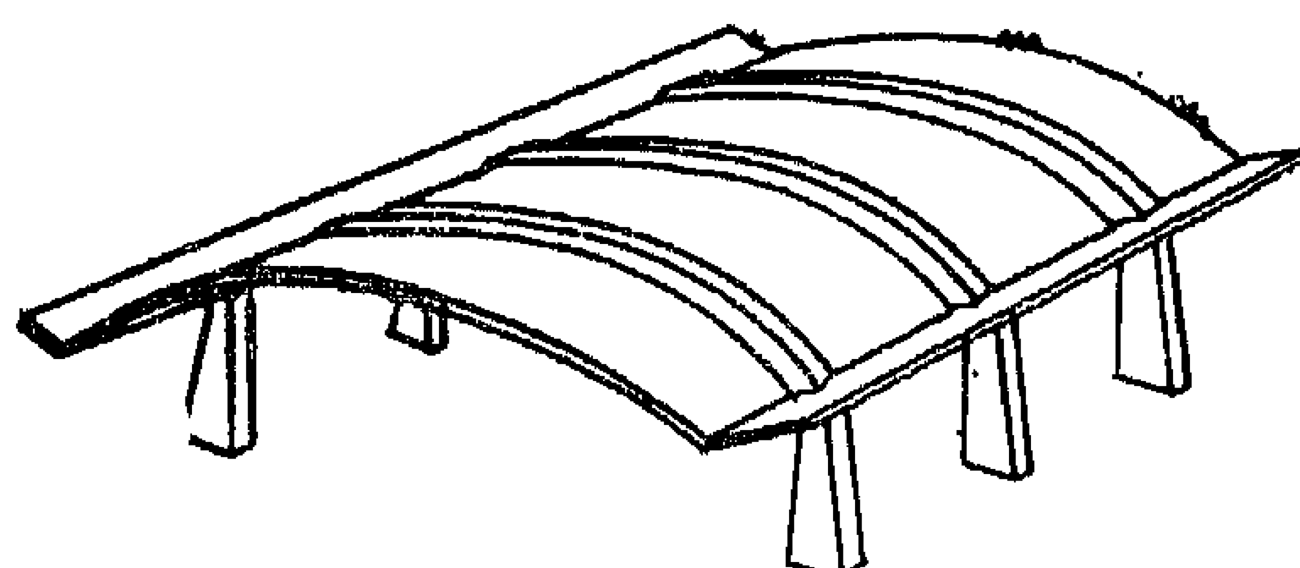
This classification is important from the practical standpoint. Since the formwork for ruled shells can be done very conveniently by two sets of straight lines. Besides, ruled shells if prestressed have the advantage that straight cables can be used to cover the whole surface.

2.4 **Classification 4**

Combination shells are shells in which a typical bay consists of a combination of a number of sections of similar or dissimilar shell forms If along the boundary of the different forms no discontinuity in the slope or the curvature exists, then the connection is said to be continuous. Along lines of discontinuity additional stresses develop, the magnitude of which depends on the position of the shell in classification I above.



PARALLEL CYLINDRICAL SHELLS



CONTINOUS CYLINDRICAL SHELLS

3. ANALYSIS OF SHELLS

3.1 **General**

The analysis of shells, and of structures in general, is usually carried out in two stages : formulation of the problem (i.e. arriving at the governing differential equations) ; and solution of the governing differential equation.

In a precise terminology, the first step is «the development of the theory», and the second is «the analysis of the problem».

The development of the theory essentially amounts to the replacement of the actual shell by a continuous mathematical model by introducing some basic assumptions.

Basically, there are two approaches of obtaining a shell theory : Mathematical and Technical ones. The mathematical approach starts from the three-dimensional theory of continuous media (which for elastic materials reduces to the three dimensional theory of elasticity) and by making a number of approximations (e.g. Kirchhoff-Love assumption which states that line elements normal to the undeformed middle surface remain normal to the deformed middle surface and are inextensional) arrives at the shell theory.

In this respect, it is important to emphasize the fact that **none** of the existing shell theories is **exact** and that every theory has an approximative character due to the assumptions upon which it is based.

The second approach, namely the technical or engineering one amounts to reducing or splitting the structural scheme of the shell into a number of simpler components. For instance, a cylindrical shell can be resolved into a membrane, transverse arches and longitudinal beams.

This approach has the advantage that one can obtain an insight into the stress distribution in a rapid, simple manner. Besides, this procedure can to some extent be visualized.

Between these two approaches there is a wide gap that is difficult to bridge.

By origin, shells belong to the domain of the investigators of the theory of elasticity. The investigation of the general theory of shells was initiated by Aron in 1874 and by Love who developed the first general theory of shells around 1890. Since this pioneering work of Love, the theory of shells have received repeated attention and re-examination in the literature.

The desire for a rigorous and systematic development of the theory of shells has had a revival of interest during the past few years. Special noteworthy contributions were made by Koiter, Sanders, Goldenveizer, Reissner and others.

2. CLASSIFICATION OF SHELLS.

Today a great variety of geometrical forms are at the disposal of the shell designer. The time has now come when the mere labelling of a roof as a thin shell roof is not enough. It should be stated what type of a shell it is, what are the advantages of the particular type used, and why it was preferred for the specific job.

Several attempts have been made to set out patterns of classification to cover the different forms of shell roofs. These classifications were aimed at giving the designer a view of the characteristics of various types of shells which will help him in choosing a shape which will not only be of aesthetic appeal but also be adequate and economical from the structural point of view.

Here, a series of classifications with different criteria will be discussed. A particular shell would be placed in each classification and from its position in each of them, a comprehensive picture of its features is given. This is summarized in Table 1.

Roof shells may be classified from various viewpoints as follows :

i. With regard to curvature, they may be either of single or double curvature.

ii. With regard to generation, they may be either translational or rotational shells.

iii. Ruling : shells can or cannot be ruled.

iv. A roof shell may consist of a single shell or a combination of shells.

2.1 Classification 1.

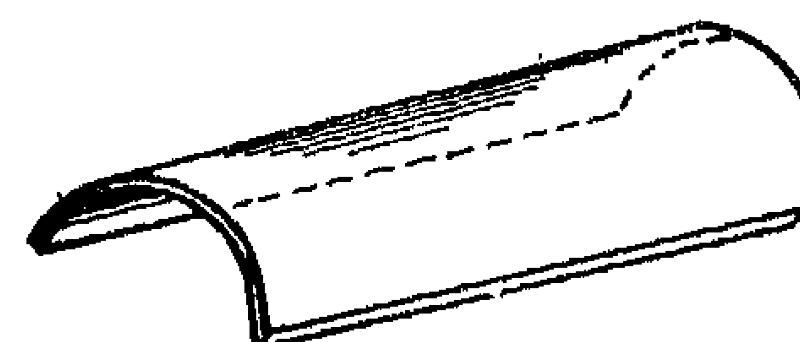
This is, perhaps, the most important of all classifications. The behavior of the shell depends to a great extent on its position in this classification.

Singly-curved shells or developables. These, as the name implies, are shells curved in one direction only. Examples of these are the cylindrical shells (barrels and northlight shells) and conical shells.

Doubly-curved shells. These may be further divided into two groups .

Synclastic shells. Those are curved in the same sense in all directions. Examples are the sphere and the elliptic paraboloid.

Anticlastic shells. Those are curved in opposite senses in two directions. Examples are the hyperbolic paraboloid and the hyperboloid of revolution.

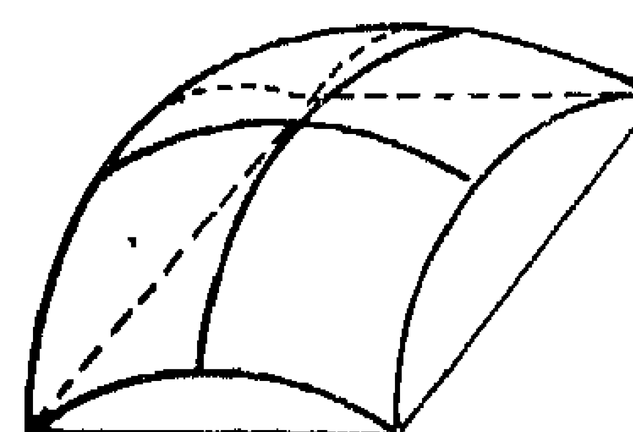


CYLINDRICAL SHELL

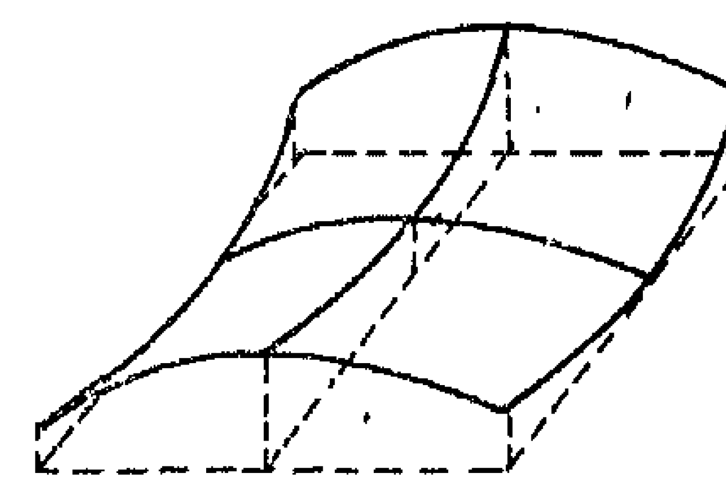


CONICAL SHELL

SINGLY - CURVED SHELLS



SYNCLASTIC SHELL



ANTICLASTIC · SHELL

DOUBLY - CURVED SHELLS

5. Behavior of Shells

2.2 Classification 2

With regard to the generation of the shell, we can have either :

Shells of translation. These are shells generated by the translation of a plane curve along another curve (e.g. elliptic paraboloids).

Shells of rotation. These are shells generated by the rotation of a curve about any straight line. e.g. hyperboloid of revolution).

2.3 Classification 3

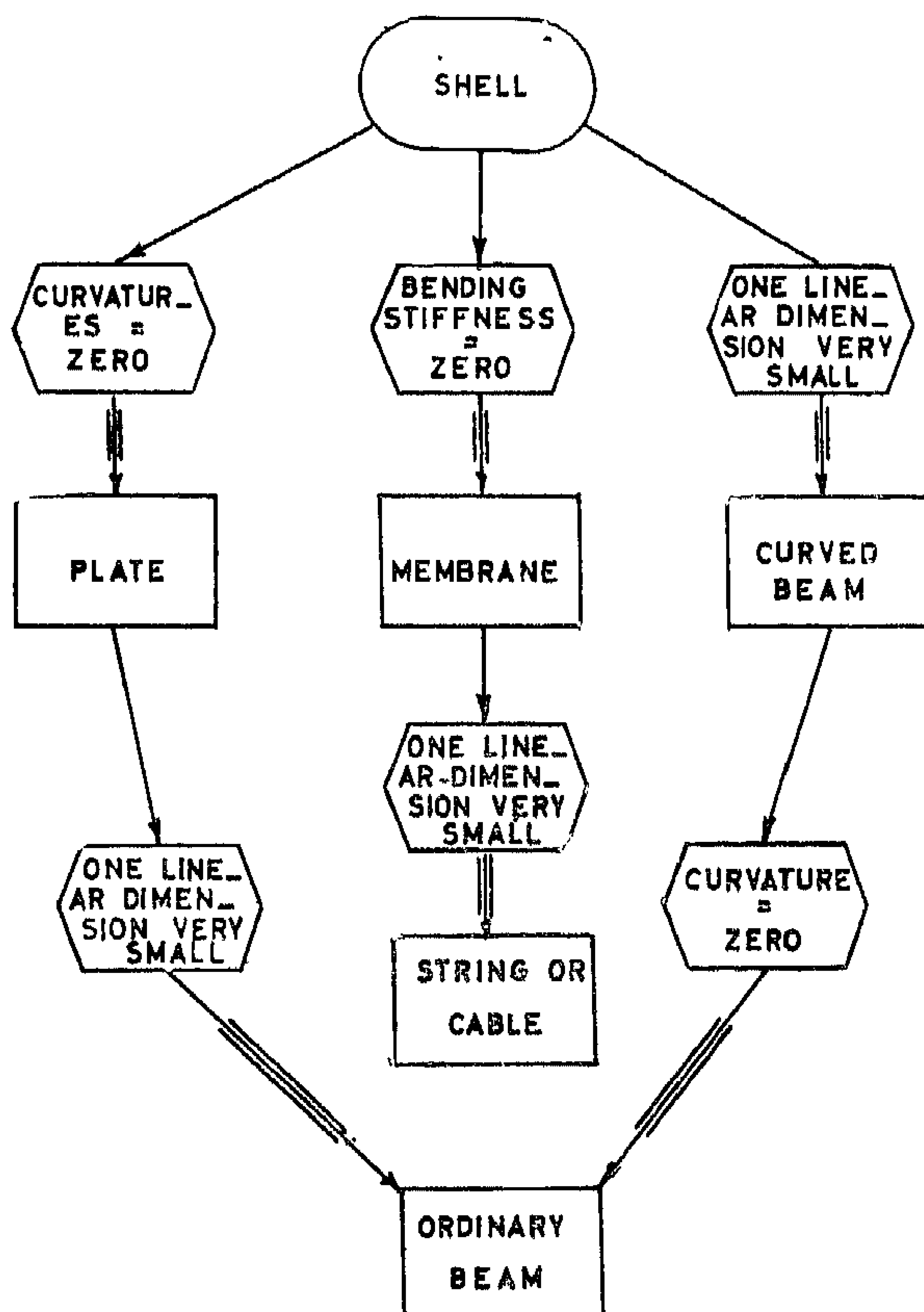
A shell is termed «ruled» if, through any given point on its surface, it is possible to rule two straight lines both lying entirely on the surface and intersecting each other at the given point, e.g. hyperbolic paraboloids.

Shell structures have achieved extraordinarily practical importance in the last decade because of the characteristic interplay of forces in spatial surfaces which results in a considerable saving in building cost.

This is manifested both by the multiplying number of their engineering applications and by the overwhelming literature that exists at the present on this subject. It is rather difficult for a research worker in this field to keep up with the development taking place.

1.3 Different problems encountered in Shells

A general shell theory would include the theories of flat plates, membranes and curved beams as special cases. This is because these elements are, essentially, special cases of a shell. For instance, a plate is a shell with zero curvatures. A membrane is a shell with zero flexural rigidity and a curved beam would result if one of the linear dimensions of the shell becomes considerably smaller than the other.



REDUCTION OF A SHELL TO SIMPLER COMPONENTS

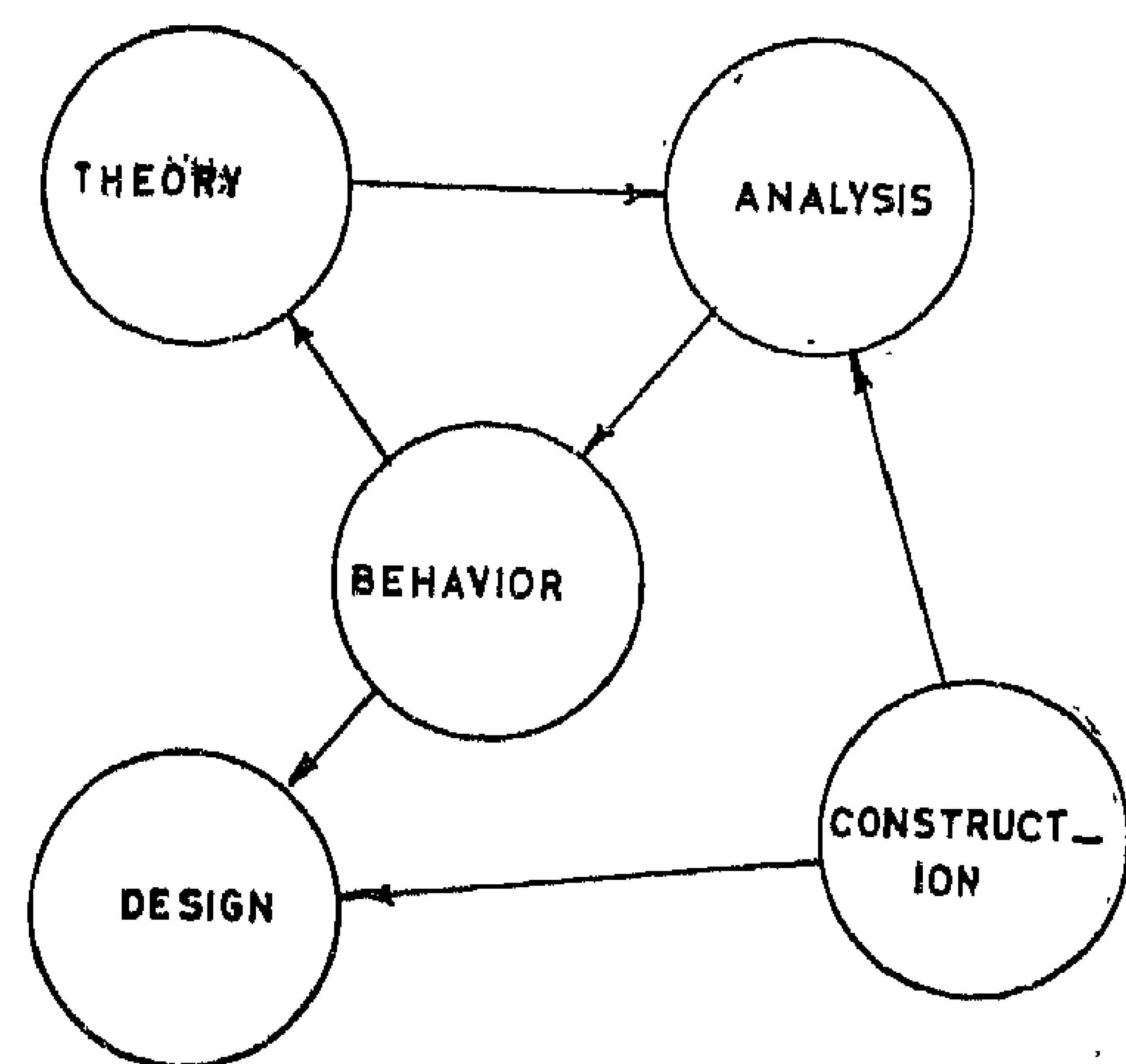
3. Theory of Shells

From this, it is natural to expect that all the complexities inherent in the above mentioned theories, namely, problems of stress concentration, fatigue, buckling, creep and plasticity, enter into shell theory.

1.4 Aspects of the Study of Shells

The different aspects of the study of shells can be classified under five main headings.

Theory, analysis, behavior, design and construction.



ASPECTS OF SHELL STUDY

4. Analysis of Shells

These five aspects will be discussed in the following sections of the paper, because it is the writer's conviction that the successful design of a shell requires an appreciation on the part of the designer of these aspects; and preferably in the given order. By an awareness and understanding of these five aspects many problems and difficulties can be forestalled or avoided

1.5 Objectives of the present paper

This paper is, as previously indicated, a survey article the objective of which is threefold, first; to state the different problems that one who studies shells would encounter. Second, to sketch the present state of knowledge in the different aspects of this subject. And third, to state the still unsolved problems in order to stimulate interest in their future developments

these elements are flat surfaces (plates nnd slices or diaphragms) and curved surfaces or shells.

iii. **One-dimensional or linear elements :** The characteristic feature of these elements is that the two dimensions of their cross section are of the same order of magnitude and are very small compared to the third dimension in the direction of their axis.

iv. **Thin-walled beams :** These are characterized by the fact that their three dimensions are of different orders of magnitude. They are distinguished from the elements of the third group by the fact that one of their cross-sectional dimensions (wall thickness) is considerably smaller than the other.

The analysis of the structural elements of the first group is carried out by means of the three-dimensional theory of continuous media (which for elastic materials reduces to the three-dimensional theory of elasticity).

The members of the third group are the most commonly used in building construction. Because of their special geometrical shape a number of assumptions can be made which lead to a simplified calculation of their stresses and deformations compared to the three-dimensional continua.

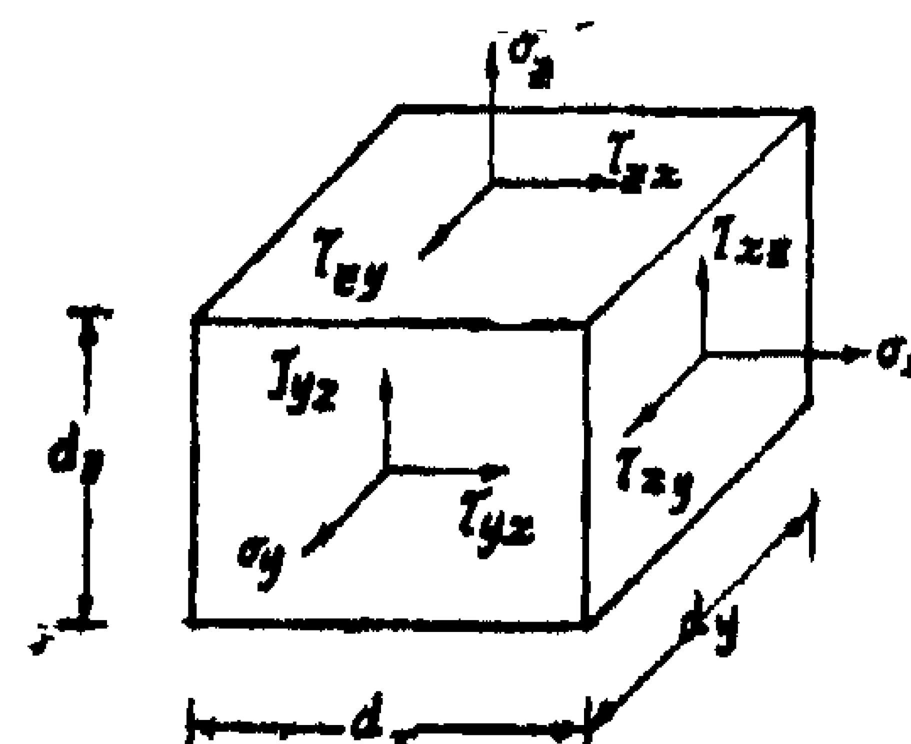
The geometry of thin-walled beams is the basis of several distinctive and important features exhibited by these members under the action of external loads.

Halfway between the three-dimensional and one-dimensional structures is the place of the two-dimensional structures of which shells or curved surface structures constitute the subject of the present paper.

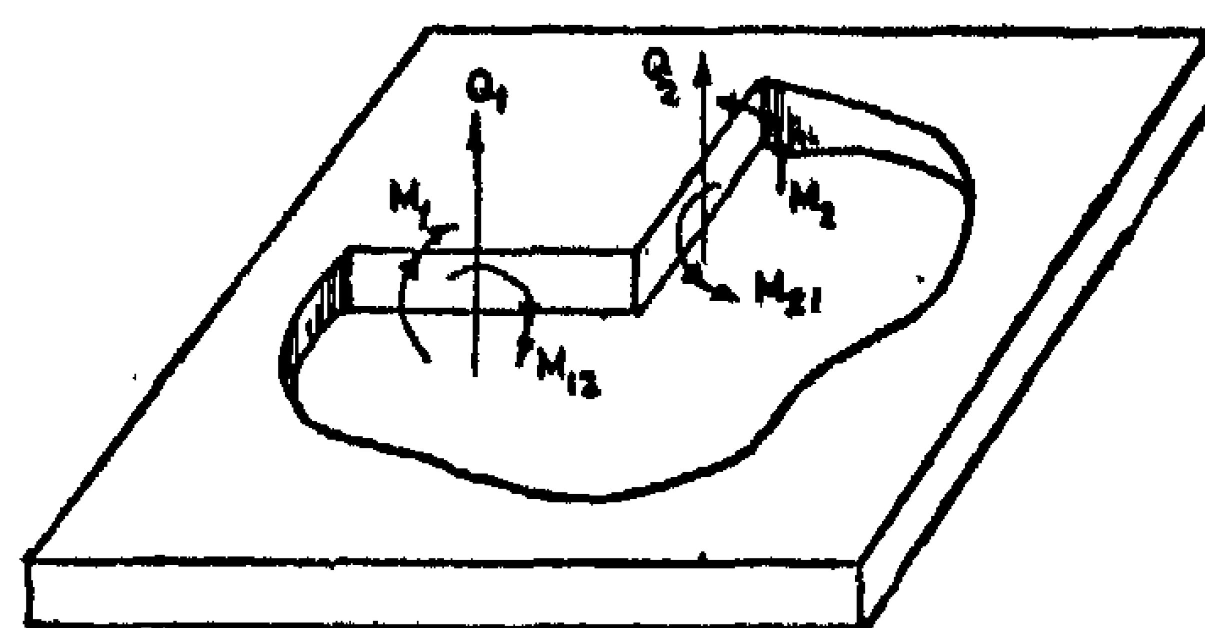
1.2 Uses of Shells

Shell structures have the most diversified fields of application : In building construction, shells are used for domes and roofs over large columnless areas, aircraft hangars, storage tanks, bridge decks, foundations, ... etc.

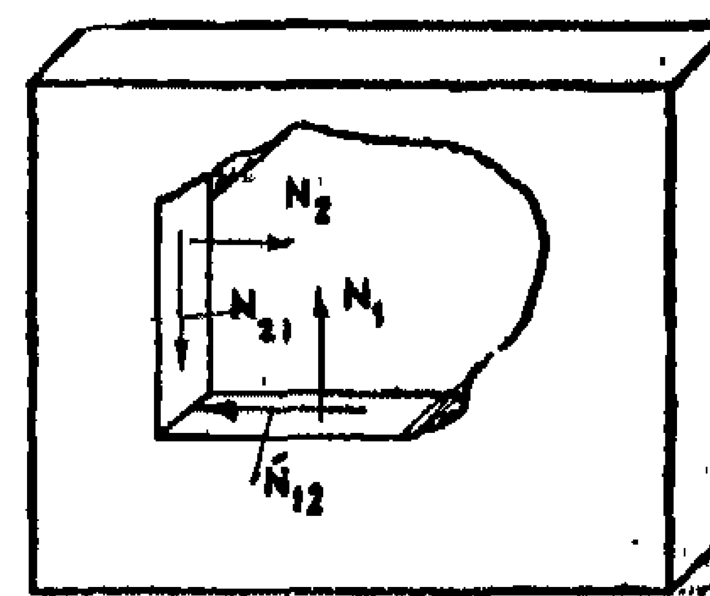
Besides, shells have very important applications in aeronautics, shipbuildings and machine design (e.g. wings and fuselages of airplanes, missile casings, hulls of ships and submarines, turbines and boilers). It might be of interest to point out that 90% of a spacecraft consists of shell elements.



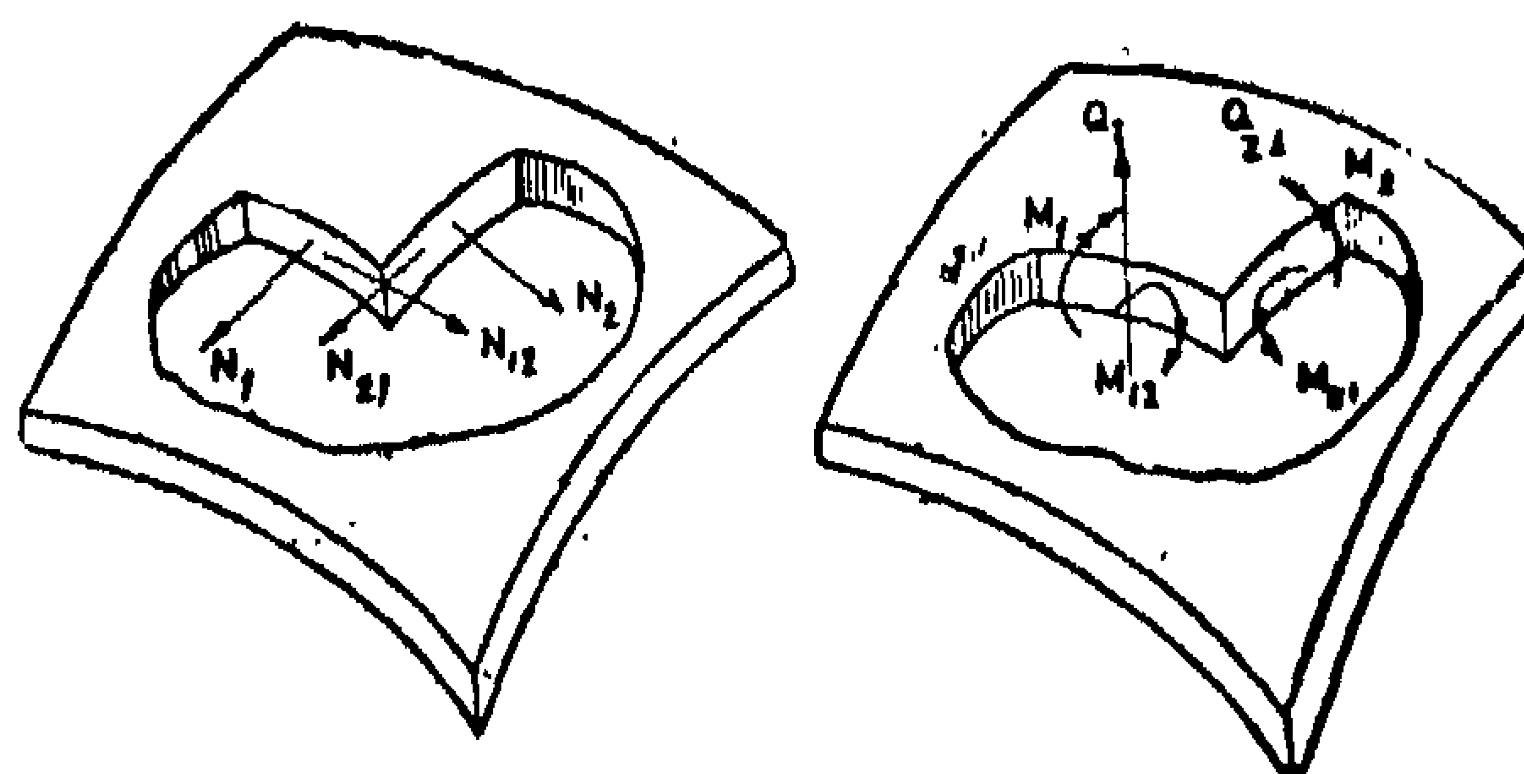
STRESSES IN AN ELEMENTAL CUBE OF A THREE - DIMENSIONAL ELEMENT



INTERNAL FORCES IN A PLATE



INTERNAL FORCES IN A SLICE



IN-PLANE FORCES MOMENT GROUP

INTERNAL FORCES IN A SHELL

2. Classification of Shells

SHELLS AND SHELL-LIKE STRUCTURES

By

Dr. AHMED KHAIRY NOOR

1. INTRODUCTION

The present paper deals ; as the title suggests, with an immense subject, a detailed discussion of which would require several monographs. Here it is only aimed at giving a brief survey of the different aspects of the subject.

1.1 Types of Structural Elements

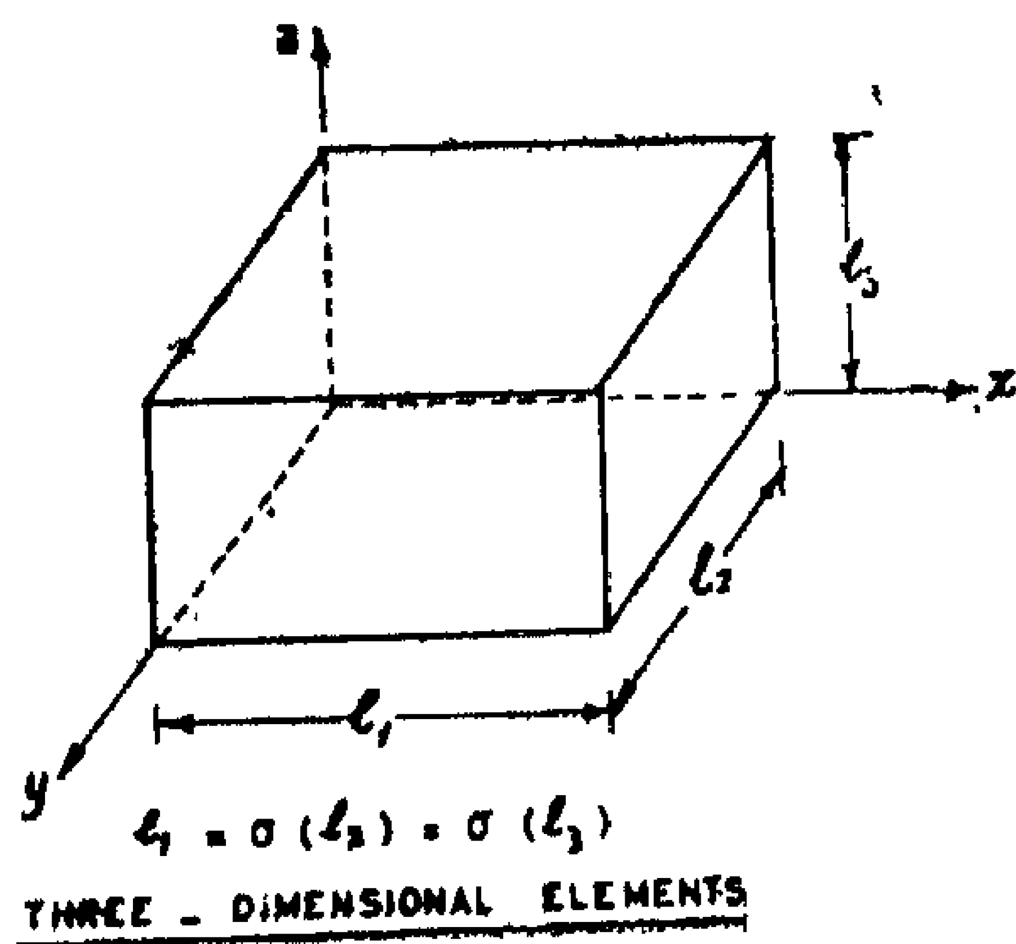
The purpose of a structure is to transfer forces from one point to another. Usually this takes the from of transmission of external forces (or loads) to the supports by means of structural elements. This leads to external balanced system of applied forces (actions and reactions).

In general, structural elements can be divided according to their spatial extent into four categories :

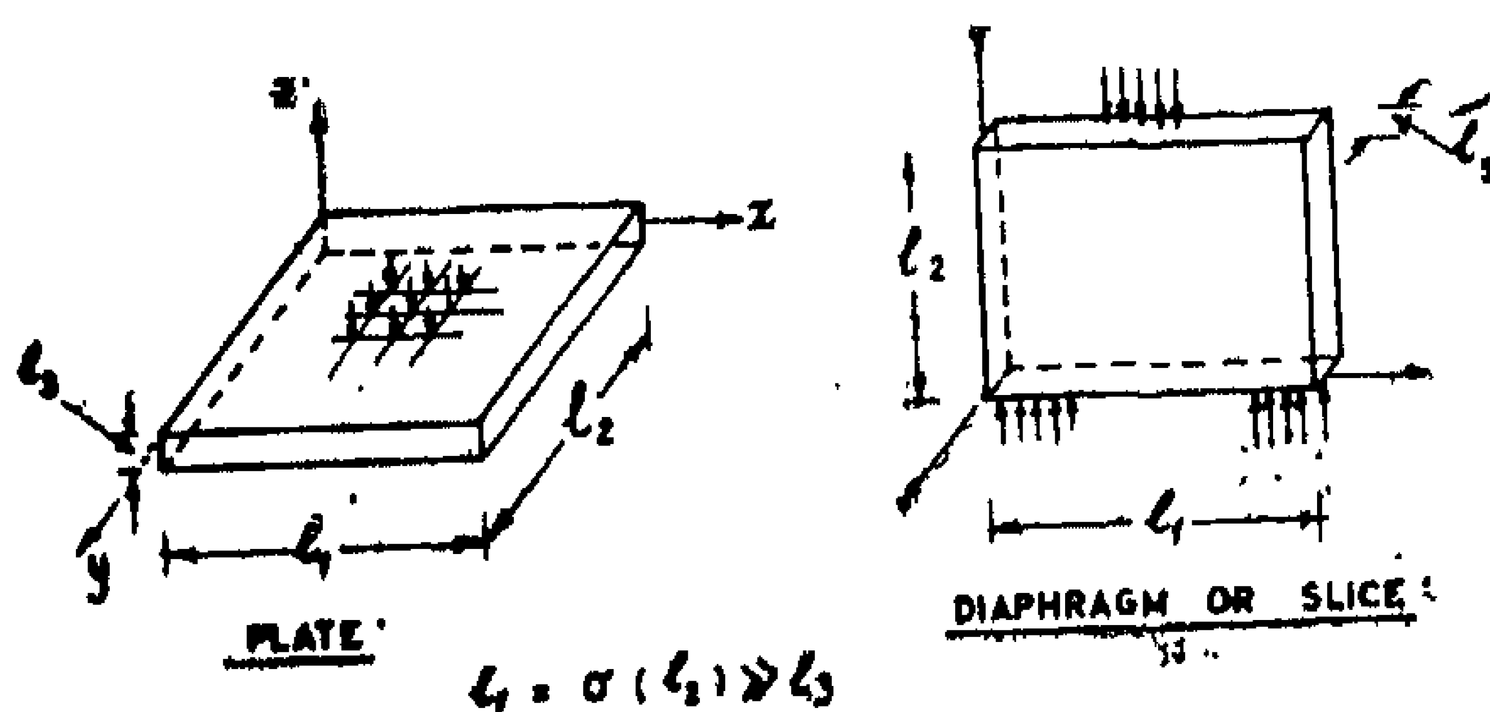
i. **Three-dimensional elements :** These are structural elements for which the three dimensions are of the same order of magnitude (e.g. solid cube, sphere, ellipsoid,...etc).

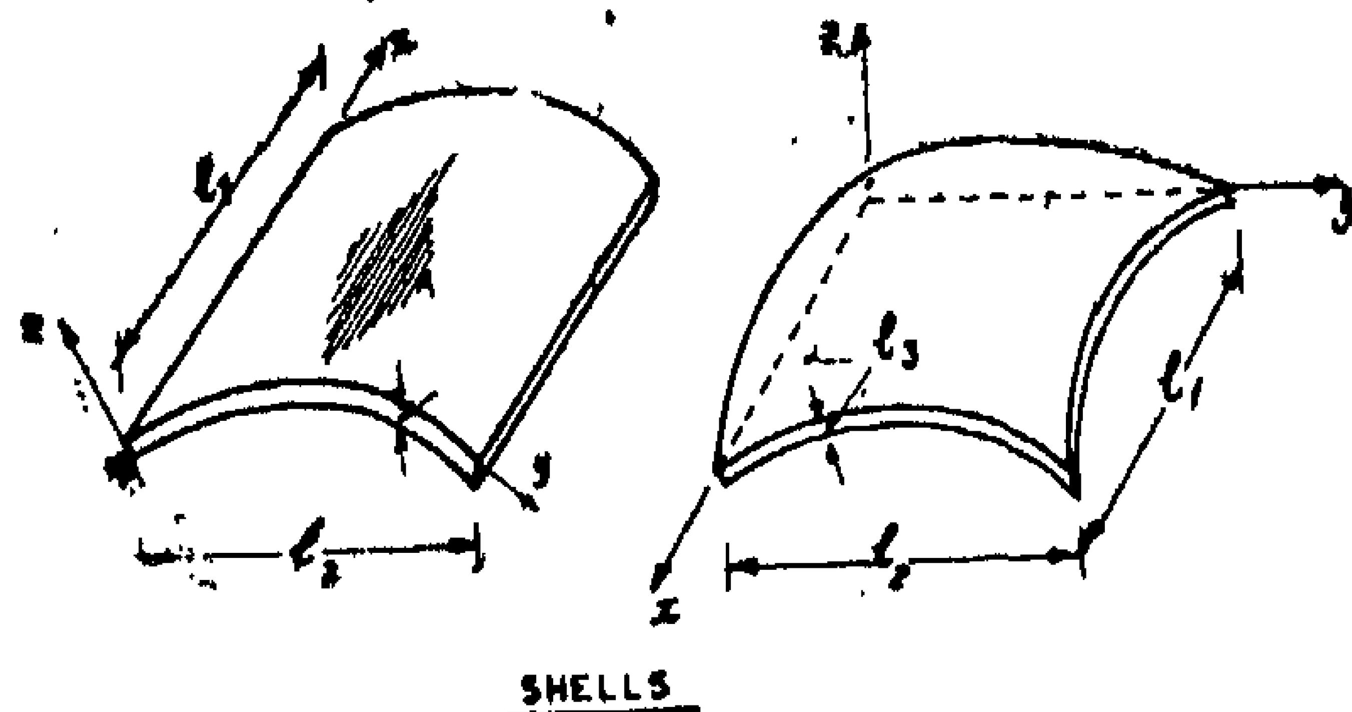
ii. **Two-dimensional or surface elements :**

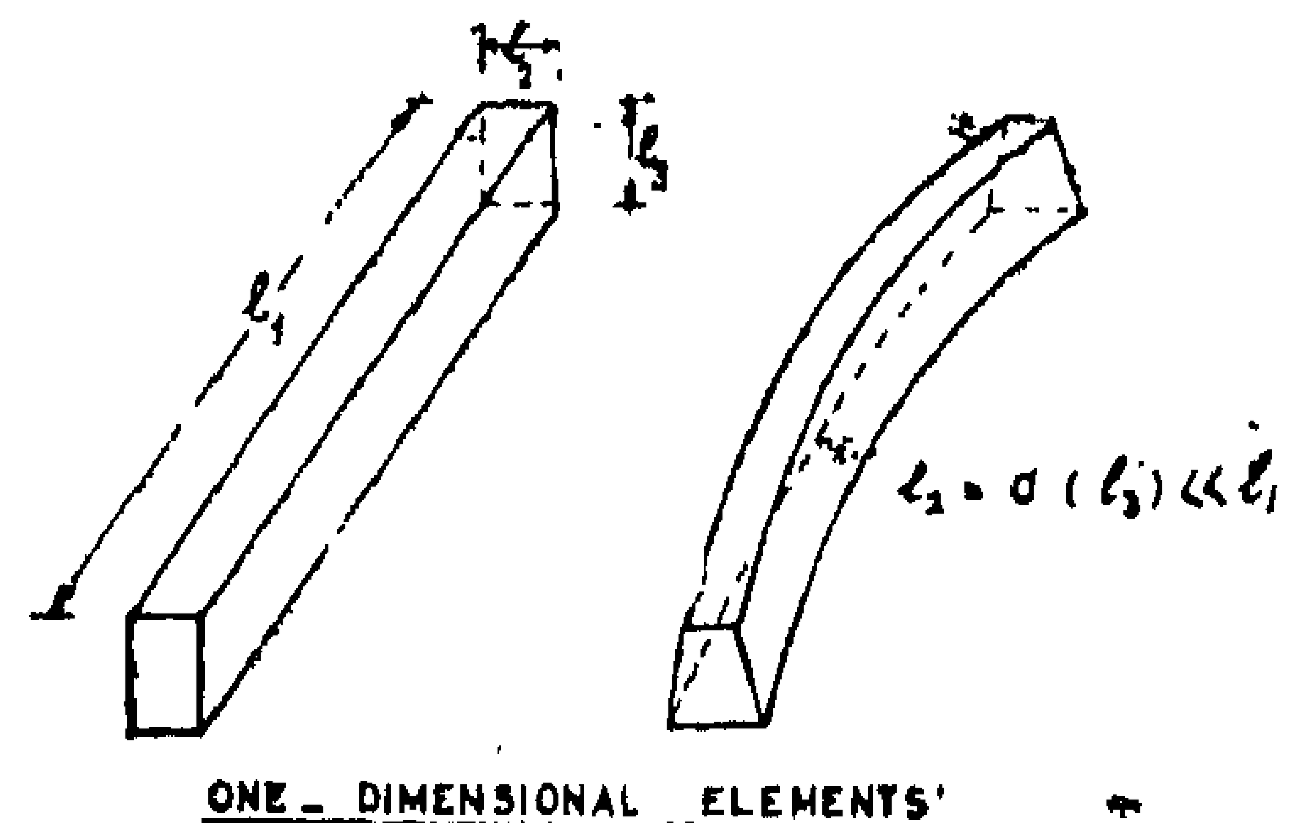
These elements are charactrized by the fact that one of their dimensions — perpendicular to the surface — is considerably smaller than the two dimensions of the surface itself (which are of same order of magnitude). Examples of



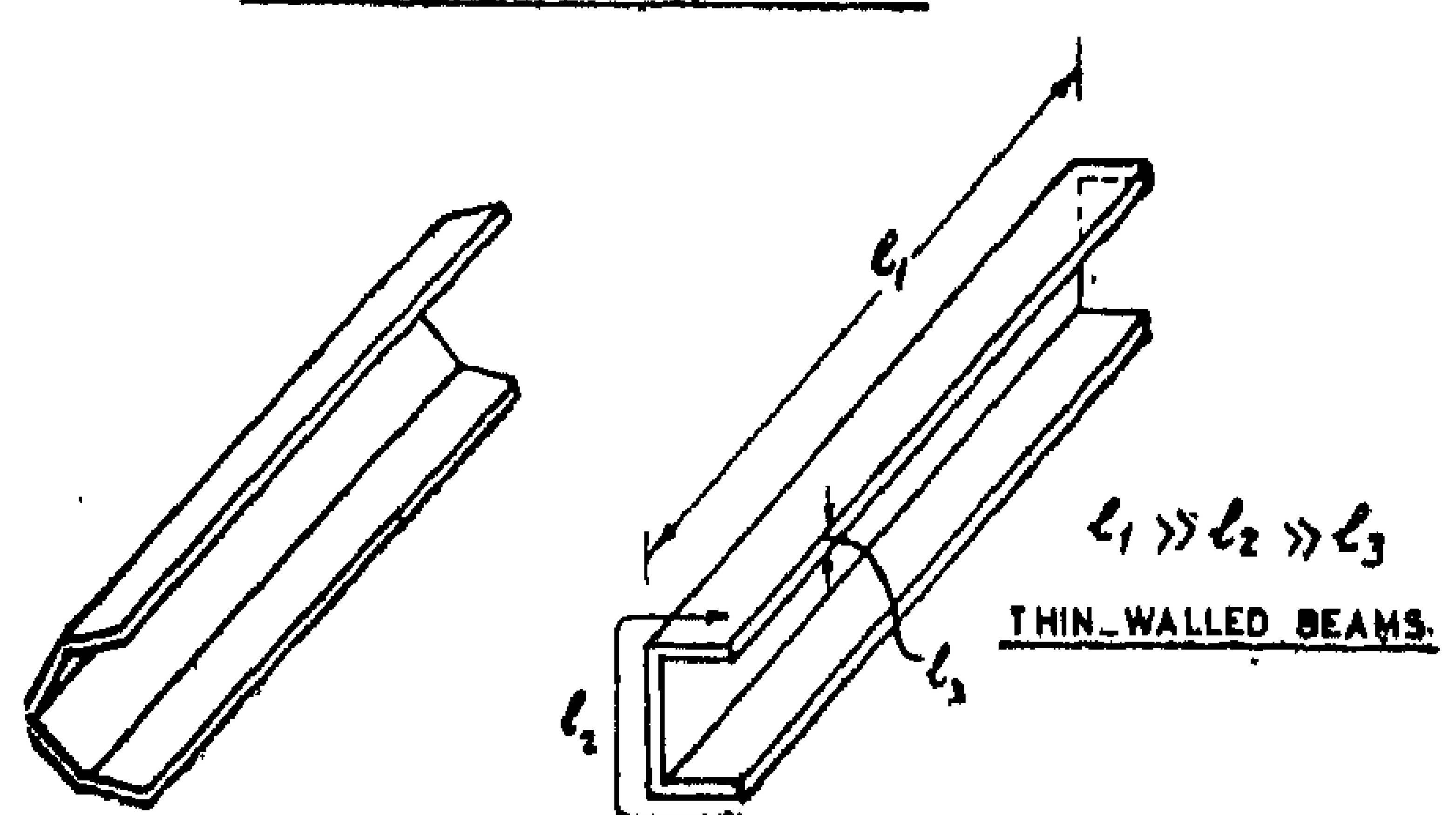
THREE - DIMENSIONAL ELEMENTS




SHELLS



ONE - DIMENSIONAL ELEMENTS



THIN-WALLED BEAMS.

EDITING COMMITTEE

INFORMATION

- The editors welcome for publication engineering researches and articles as well as discussions on any material appearing in this periodical.
- This periodical does not hold itself responsible for the opinions expressed in it.
- Any material intended for publication must be sent to the Secretarial at the address of the Egineering Society at Cairo.

SUBSCRIPTIONS

All members of the Engineering Society at Cairo are ipso facto subscribers of this periodical.

Subscription for engineers P.T.60 per annum.

Subscription for others P.T.200 per annum.

HEAD OFFICE

Egyptian Society of Engineers,

28. Ramses Avenue, Cairo. Tel. 52106

ADVERTISEMENTS

Sole agents for advertisements to be inserted in this periodical

Moassasset Misr fro Printing and Publication,

19, Str., Souk El Tawfikieh, Cairo.

Tel. 51601

JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U.A.R.

QUARTERLY SCIENTIFIC PROCEEDINGS

ISSUED BY

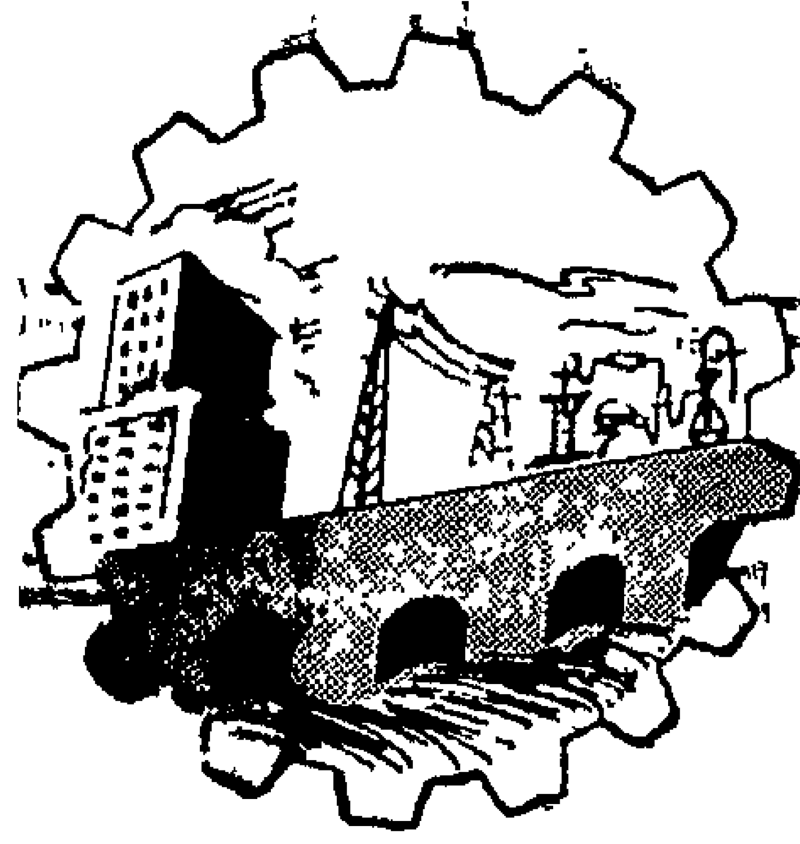
THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS—U.A.R., CAIRO

Vol. IV — No. 4 — Oct. Nov. Dec. 1965

CONTENTS

ENGLISH SECTION

ARABIC SECTION



JOURNAL OF THE EGYPTIAN SOCIETY OF ENGINEERS U. A. R.

Oct - Nov - Dec
Vol. IV
No. 4

